

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 :/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2019

Mémoire de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ouvrages Hydrauliques

Thème

*Etude de la dissipation d'énergie à l'aval du Déversoir
en Touches de Piano*

Nom et Prénom de l'étudiant :
Bensalah Mohamed ElSedik

Encadreur : Pr. Ouamane Ahmed
Co-Encadreur : Benaissa Sahraoui

Promotion Juillet 2019

Résumé

Le PK-Weir représente une solution très satisfaisante pour l'évacuation des crues dans des bonnes conditions de sécurité. Cependant, les débits des crues évacués doivent être restitués directement à l'aval. Ceci peut provoquer la dégradation du lit du cours d'eau qui sera endommagé par des affouillements. La protection de la zone aval d'un ouvrage est donc indispensable. Par conséquent, il faut prévoir un ouvrage appelé dissipateur d'énergie.

Le présent travail tente d'étudier les différents moyens de dissipation d'énergie essentiellement les fosses de dissipation d'énergie et les coursiers en marches d'escalier.

Le PK-Weir peut avoir deux disposition, être conçu sur le radier d'un cours d'eau comme barrage déversoir ou sur le sommet des barrages poids comme évacuateur de crues avec chute. Cette étude basée essentiellement sur l'expérimentation sur modèles réduits a montré que la fosse de dissipation paraît être une solution efficace pour la dissipation d'énergie. La conception du parement aval des barrages poids en marches d'escalier représente aussi une solution encourageante pour l'atténuation de l'énergie mécanique.

ملخص

الهدار ذو شكل مفاتيح البيانو (PK-Weir) يمثل حلاً مرضياً للغاية لتفريغ مياه الفيضانات في ظروف السلامة الجيدة. ومع ذلك، يجب أن يعاد تصريف تدفق الفيضانات مباشرة في المصب. هذا يمكن أن يسبب تشوه سرير المجرى المائي. وبالتالي فإن حماية المنطقة السفلية للبنية ضرورية. لذلك، من الضروري توفير هيكل يسمى مبدد الطاقة.

يحاول العمل الحالي دراسة الوسائل المختلفة لتبديد الطاقة بشكل أساسي كإنجاز حفرة تبديد الطاقة والسلالم المتدرجة.

يمكن أن ينجز PK-Weir على طريقتين، ينجز فوق أرضية المجرى المائي كسد هدار أو فوق قمم السدود الثقيلة كمفرغ للحملة. أظهرت هذه الدراسة المستندة أساساً على التجارب على نماذج مصغرة أن حفرة التبديد تبدو حلاً فعالاً لتبديد الطاقة. كما ان تصميم الواجهة السفلية للسدود الثقيلة على شكل سلالم متدرجة تمثل أيضاً حلاً مشجعاً للتخفيف من الطاقة الميكانيكية.

Summary

PK-Weir represents a very satisfactory solution for flood discharge in good safety conditions. However, discharged flood flows must be returned directly downstream. This can cause degradation of the stream bed that will be damaged by scouring. The protection of the downstream zone of a structure is therefore essential. Therefore, it is necessary to provide a structure called energy dissipator.

The present work attempts to study the various means of energy dissipation essentially the energy dissipation pits and the stepped staircases.

The PK-Weir can have two provision, be designed on the raft of a watercourse as weir dam or on the top of weight dams as spillway with fall. This study based essentially on the experimentation on reduced models showed that the dissipation pit seems to be an effective solution for the dissipation of energy. The design of the downstream facing of the weights in steps is also an encouraging solution for the attenuation of mechanical energy.

Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail en signe de respect et
de reconnaissance envers :*

*Ma mère qui a beaucoup sacrifiée pour moi et pour l'affection qu'elle ma
toujours portée.*

*Mon père qui m'a tout donné pour que j'atteigne mon but dans son sens
spirituel.*

Je le dédie également : mon frère mohamed elhadi sofiane

En un mot, à toute ma famille,

*A mes chères amis saaidi isslam, berhaile walide ,ouamene mohamed ridha
,saker bilal,barkat yakoub ,laarab salim,masmoudi chamesse edine,atrousse
moussa,louame mohamed*

*A mes amis de l'université Biskra et l'E.N.S.H et tous ceux qui ont contribué
de près ou de loin à ma formation.*

Merci a tous

Remercîment

*Au terme de cette étude, je tiens à remercier mon promoteur Monsieur
OUAMANE Ahmed pour son aide appréciable, son soutien et ses conseils fructueux
qui mon facilité la réalisation de ce travail.*

*Je remercie également tous mes professeurs et particulièrement, Mr BOUZIANE
Mohamed Toufik, Madame Youcef Laila et madame ben mbarek naaima et BENAISSA
Sahraoui pour l'aide précieuse, qu'ils m'ont apportée durant l'élaboration de ce modeste
travail.*

*Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront
l'honneur d'apprécier notre travail. Je remercie encore tous ceux qui m'ont aidé de prés
ou de loin dans l'élaboration de cette étude.*

Merci à tous.

Sommaire

Introduction Générale	(2)
-----------------------------	-----

Premier bibliographie

Premier Chapitre

Evacuateur de crues non rectiligne :

Introduction	(6)
I-1. Déversoir labyrinthe :	(6)
I-1.2 Définition :	(6)
I-1.3 Géométrie du déversoir en labyrinthe :	(7)
I-1.4 Description de l'écoulement sur le déversoir en labyrinthe :	(8)
I-1.5 Performance du déversoir en labyrinthe :	(9)
I-2. Déversoirs en touches de Piano (PK-Weir)	(11)
I-2.1 Définition :	(11)
I-2.2 Développement du déversoir en touches de piano ou PK-Weir :	(11)
I-2.3 Géométrie de PK-Weir :	(12)
I-2.4 Mode d'écoulement sur le PK-Weir :	(14)
<u>I-2.5 Performance hydraulique :</u>	(14)
<u>I-2.5.1 Rapport d'aspect vertical, W/P :</u>	(15)
<u>I-2.5.2 Longueur relative, L/W :</u>	(15)
<u>I-2.5.3 Impact de la largeur des alvéoles a et b.</u>	(16)
<u>I-2.5.4 Impact des corps flottants :</u>	(17)
<u>I-2.5.5 Impact de la longueur des porte-à-faux :</u>	(18)
conclusion.....	(20)

Deuxième Chapitre

Les ouvrages de dissipation d'énergie

Introduction :	(22)
II-1. Ressaut hydraulique :	(23)

II-1.1 Définition :	(23)
II-1.2 Phénomène du ressaut hydraulique :	(23)
II-1.3 Différents types de ressaut hydraulique :	(24)
II-1.4 Détermination des profondeurs conjuguées du ressaut	(26)
II-1.5 Caractéristiques géométriques du ressaut	(28)
<i>1.5.1 Hauteurs du ressaut</i>	(29)
<i>1.5.2 Longueur du rouleau</i>	(29)
<i>1.5.3 Longueur du ressaut</i>	(30)
<i>1.5.4 Rendement du ressaut</i>	(31)
II-2 <u>Types de déversoirs en crête des coursiers en marches d'escalier</u>	(33)
II-3. <u>Bassin de dissipation d'énergie :</u>	(34)
II-3.1 Bassins de dissipation par ressaut hydraulique	(35)
a) <u>Bassin à plan rectangulaire et fond horizontal</u>	(35)
a-1) <u>Bassin avec blocs de chute et seuil dentelé (Bassin type II USBR)</u>	(35)
a-2) <u>Bassin avec blocs de chute, blocs d'amortissement et seuil terminal continu (Bassin type III USBR)</u>	(36)
a-3) <u>Bassin avec déflecteurs et seuil terminal continu (Bassin type IV USBR)</u>	(36)
b) <u>Bassin à plan rectangulaire, murs verticaux et fond incliné</u>	(37)
II-3.2 Bassin de dissipation par rouleau (roller bucket)	(37)
a) <u>Caractéristiques générales</u>	(37)
b) <u>Dimensionnement</u>	(38)
II-3.3 <u>Macrorugosités :</u>	(38)
Conclusion :	(39)

Troisième chapitre

Perte de charge dans un écoulement à surface libre

Introduction :	(41)
III-1 <u>Écoulement à surface libre :</u>	(41)

III-1.1 Variabilité dans le temps :	(41)
III-2.1 Variabilité dans l'espace :	(41)
III-2.3 Régime d'écoulement :	(43)
III-2 <u>Equation de Bernoulli</u> :	(44)
III-3 <u>Pertes de charge</u>	(45)
III-3.1 Énergie par rapport à un plan horizontal de référence :	(45)
Conclusion :	(47)

Premier expérimentale

Premier Chapitre

Description de la procédure expérimentale

Introduction:	(50)
I-1 <u>Description des modèles expérimentaux</u> :	(50)
I-2. <u>Description du modèle de base d'expérimentation</u> :	(52)
I-3. <u>Instrumentation de mesure</u> :	(54)
I-3.1 Mesure de la profondeur d'eau.....	(54)
I-3.2 Procédure Expérimentale :	(56)
Conclusion	(57)
II-1. <u>Support théorique pour l'analyse des résultats</u>	(59)
II-2 <u>Analyse des résultats</u>	(60)
II-2.1 Etude de la perte de charge à l'aval d'un PK-Weir installé dans un canal simulant le cas d'un barrage déversoir.	(60)
II-2.2 Etude de la perte de charge à l'aval d'un PK-Weir installé sur socle simulant le cas d'un barrage poids.	(62)
II-2.3 Etude comparative de la perte de charge à l'aval d'un PK-Weir installé dans un canal avec et sans bassin de dissipation d'énergie.....	(64)
II-5 Conclusion	(67)
<u>Bibliographie</u>	(70)

Liste de figure

Première Partie- Etude bibliographique

Chapitre 1

Figure I. 1: Déversoir non rectiligne.....	(6)
Figure I. 2: Déversoirs non rectiligne	(7)
Figure I. 3: Forme en plan du déversoir en labyrinthe (a) - triangulaire, (b) – trapézoïdale (c) - rectangulaire.	(7)
Figure I. 4: Définition des paramètres du déversoir en labyrinthe.....	(8)
Figure I. 5: coefficient de débit du déversoir en labyrinthe en fonction de L/W et H/P.....	(10)
Figure I. 6: Déversoir en touches de piano.....	(12)
Figure I. 7 : Composition du PK-Weir avec ses principaux paramètres géométriques.	(13)
Figure I. 8: PK-Weir de type A.....	(13)
Figure I 9: PK-Weir de type B.....	(14)
Figure I .10: Ecoulement en deux nappes déversante sur un cycle de PK-Weir.....	(14)
Figure I. 11: Coefficient de débit en fonction du rapport de l'aspect vertical W/P.....	(15)
Figure I. 12: Coefficient de débit en fonction du ratio L/W.....	(16)
Figure I. 13: Coefficient de débit en fonction de la largeur des alvéoles.....	(17)
Figure I. 14: Fonctionnement du PK-Weir avec encombrement de l'entrée par des corps flottants.....	(17)
Figure I.15 : Coefficient de débit en fonction de la présence des corps flottants.....	(18)
Figure I.16: Coefficient de débit en fonction de la longueur des porte-à-faux.....	(19)
Figure I.17 : Comparaison de débit entre le PK-Weir et le déversoir Creager.....	(19)

Chapitre 2

Figure II.1: Ressaut hydraulique ondulé.....	(24)
Figure II.2: Schéma du Pré-ressaut hydraulique.....	(24)
Figure II.3: Le ressaut hydraulique de transition.....	(25)
Figure II.4: Le ressaut hydraulique stable.....	(25)
Figure II.5: Ressaut hydraulique agité.....	(25)
Figure (II.6) : Représentation des forces agissantes sur le ressaut.	(26)
Figure (II.7) : Représentation graphique de l'équation de Bélanger.....	(28)
Figure (II.8) : hauteurs conjuguées du ressaut hydraulique.....	(29)
Figure (II.9) : Aspect du ressaut classique a) Rouleau développé, b) Rouleau non	

développé.....	(29)
Figure (II.10) : Représentation de la Ligne de charge totale le long du ressaut classique.....	(31)
Figure (II.11) : Rendement η du ressaut classique en fonction du nombre de Froude	(33)
Figure (II.12) : barrage de Petit-Saut sur le fleuve Sinnamary (Guyane française), combinant un déversoir libre standard et un coursier en marches d'escalier.....	(34)
Figure (II.13) : photo supérieure : déversoir en labyrinthe du barrage de Song Mong (Vitenam) & photo inférieure.....	(34)
Figure (II.14) Détails d'un bassin d'amortissement avec blocs de chute et blocs d'amortissement.....	(35)
Figure (II.15) Détails d'un bassin d'amortissement avec blocs de chute et blocs d'amortissement.....	(36)
Figure (II.16) Détails d'un bassin d'amortissement avec déflecteurs.....	(37)
Figure (II.17) Schéma de saut de ski (Bucket) avec et sans déflecteurs.....	(37)
Figure (II.18) Schéma d'un dissipateur d'énergie de type macrorigosité.....	(39)

Chapitre 2

Figure (III-1): Variabilité de l'écoulement dans le temps.....	(41)
Figure (III-2): Variabilité de l'écoulement dans l'espace.....	(42)
Figure (III-3): Ligne de charge ; charge spécifique.....	(43)
Figure (III-4): Relation charge spécifique-tirant d'eau.....	(45)
Figure (III-5): Représentation graphique de l'équation de Bernoulli pour un fluide parfait.	(46)
Figure (III-6) : Schéma d'un écoulement uniforme.....	(47)
Figure (III -7) Schéma d'un écoulement graduellement varié.....	(47)

Deuxième Partie- Etude expérimentale

Chapitre 1

Figure (I-1): Schéma d'implantation PK-Weir sans aucune singularité à l'aval.....	(50)
Figure (I-2): Schéma d'implantation du PK-Weir avec bassin de dissipation à l'aval immédiat du PK-Weir	(51)

Figure (I-3) : Schéma d'implantation du PK-Weir sur socle avec parement aval incliné et bassin de dissipation à l'aval.....	(51)
Figure(I-4): Schéma d'implantation du PK-Weir sur socle avec parement aval en marches d'escalier et bassin de dissipation à l'aval.....	(52)
Figure(I-5) : Vue d'ensemble de la station d'expérimentation des modèles réduits.....	(52)
Figure(I-6) : Schéma de la station d'expérimentation.	(53)
Figure (I-7) : Capteur du niveau à ultrason Prosonic FMU30.....	(54)
Figure (I-8): Débitmètre à ultrason Flowmeter 93W.....	(55)
Figure (I-9): Débitmètre électromagnétique.....	(56)

Chapitre 2

Figure.II-1 : Implantation de PK-Weir sur le radier du canal (a)sans et (b) avec bassin de dissipation.....	(60)
Figure.II-2: Courbe de la perte de charge en fonction du débit pour le cas du PK-Weir sur le radier du canal sans bassin de dissipation.....	(61)
Figure.II-3 : Courbe de la perte de charge en fonction du débit pour le cas du PK-Weir sur le radier du canal sans bassin de dissipation.....	(61)
Figure.II-4 : Implantation de PK-Weir sur socle et bassin de dissipation (a)parement aval incliné sans marches (b) parement aval incliné avec marches.....	(62)
Figure II-5. Perte de charge en fonction de débit pour le PK-Weir installé sur socle incliné en aval muni d'un bassin de dissipation d'énergie en aval.....	(63)
Figure II-6. Perte de charge en fonction de débit pour le PK-Weir installé sur socle avec parement aval en marches d'escalier, doté d'un bassin de dissipation d'énergie en aval.....	(63)
Figure. II-7 : Comparaison de la perte d'énergie entre les deux cas avec et sans bassin de dissipation	(64)
Figure.II-8 : Comparaison de la perte d'énergie entre les deux cas avec socle avec et sans marches) et sans bassin de dissipation.....	(65)

Introduction Générale

Introduction Générale

Le déversoir est un organe intégré à un aménagement hydraulique pour faire passer les crues exceptionnelles en toute sécurité. Etant donné que la capacité d'évacuation de déversoir est directement proportionnelle à la longueur de la crête, plusieurs types de déversoirs ont été développés dans le but d'augmenter la longueur du seuil déversant pour une largeur donnée. Le PK-Weir représente une solution très satisfaisante pour l'évacuation des crues dans des bonnes conditions de sécurité.

Lorsque des crues atteignent la retenue, des débits et des volumes d'eau considérables doivent être restitués directement à l'aval dans le cours d'eau. Ceci peut provoquer la dégradation du lit du cours d'eau qui sera endommagé par des affouillements à l'aval immédiat du barrage qui peuvent mettre en danger la stabilité de cet ouvrage et les toute la région situé aux alentours aval du cours d'eau. La protection de la zone aval d'un ouvrage est donc indispensable. Par conséquent, il faut prévoir, en un endroit bien précis, un ouvrage appelé dissipateur d'énergie, pour convertir un écoulement à haute énergie mécanique en un écoulement à faible énergie mécanique. Le surplus d'énergie est dissipé en énergie de turbulence, en chaleur et en énergie sonore.

L'intégration d'un PK-Weir sur un barrage existant n'est cependant pas évidente car la lame déversée possède une énergie résiduelle qu'il s'agit de dissiper à l'aval du barrage. Chaque situation constituant un cas particulier, le recours à la modélisation physique s'impose dans la majorité des cas. Les ouvrages de retenue réalisés sur un cours d'eau créent une dénivellation plus ou moins importante entre les niveaux d'eau situés à l'amont et à l'aval du barrage. Pendant les périodes de crues, les eaux sont restituées directement à la rivière si la retenue est pleine. L'importante différence de niveaux entre évacuateur de crues et la partie aval de la retenue peut provoquer des débits considérables à haute vitesse. Pour éviter des modifications importantes et non contrôlées du lit de la rivière sous l'effet de ces eaux, des ouvrages de dissipation d'énergie sont souvent indispensables.

Le PK-Weir peut-être installé dans un cours d'eau dans un but de surélever le plan d'eau pour le stockage partiel ou de réguler le niveau d'eau. Comme il peut être installé au sommet des barrages poids comme évacuateurs de crues. La dissipation d'énergie dans ces deux cas est différente. Le choix du type du dissipateur dépend des conditions hydrauliques, topographiques et géologiques du site.

Il est intéressant de procéder à l'étude des différents cas possible de dissipation d'énergie pour les deux cas d'installation du PK-Weir.

Pour atteindre cet objectif, le présent travail a été scindé en deux parties. La première constituée de trois chapitres, concerne une étude bibliographique qui donne un état des connaissances sur les déversoirs non rectilignes et les ouvrages de dissipation d'énergie. La seconde partie scindée en deux chapitres qui s'intéresse à l'expérimentation sur modèles réduits de quatre types d'installation du PK-Weir, les deux premiers cas se rapportent à l'installation du PK-Weir sur le radier du canal avec et sans dispositif de dissipation d'énergie. Les deux derniers cas concernent l'installation du PK-Weir sur socle à parement aval incliné avec et sans marches d'escalier.

Première Partie- Etude bibliographique

Premier Chapitre
Evacuateur de crues
non rectiligne

Introduction :

L'évacuateur de crues constitue l'organe principal de sécurité des barrages, son rôle est d'assurer le passage des eaux en surplus dans des conditions favorables à la sécurité du barrage et sans créer de risque d'érosion ou d'inondation en aval du barrage.

L'évacuateur de crue non rectiligne qui représente l'une des variantes efficaces d'évacuation des grands débits, se caractérise par un axe brisé en plan, sous forme d'éléments trapézoïdale, rectangulaire ou triangulaire, répétés périodiquement. Cette disposition augmente vivement la longueur de la crête et par conséquent la capacité d'évacuation qui est plus importante que celle d'un évacuateur de crues rectiligne. Cependant, la discontinuité de l'alignement de la crête conduit à un écoulement complexe au fur et à mesure que la charge sur le seuil du déversoir augmente. Par conséquent, il est conseillé de concevoir ce type d'ouvrage pour des charges modérées.



Figure I. 1: Déversoire non rectiligne

I-1. Déversoir labyrinthe :

I-1.2 Définition :

La conception de déversoir en labyrinthe se base essentiellement sur la modification de l'alignement de la crête de la forme rectiligne à la forme d'alignement non rectiligne sous forme de lignes discontinues. Ce type de déversoir représente une structure idéale pour faire passer des fortes crues à des charges comparativement faibles. Il est souvent utilisé lorsque la largeur de l'emprise est limitée ou dans les conditions de charge maximale réduite.

Ce type de déversoir représente une structure idéale pour faire passer des fortes crues à des charges comparativement faibles. Il est souvent utilisé lorsque la largeur de l'emprise est limitée ou dans les conditions de charge maximale réduite (Lempérière *et al*, 2003).

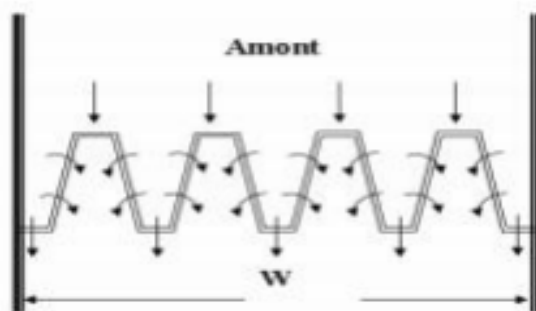


Figure I. 2: Déversoirs non rectiligne (déversoirs labyrinthe) (Paxson et al, 2011)

I-1.3 Géométrie du déversoir en labyrinthe :

La géométrie des déversoirs en labyrinthe peut prendre plusieurs formes en plan, les formes les plus répondues sont les formes rectangulaire, trapézoïdale, curviligne, triangulaire ou trapézoïdale arrondie. (Marche et al, 1995). Cependant, la forme trapézoïdale symétrique est considérée comme la forme la plus avantageuse à cause des facilités de construction et de sa performance hydraulique.

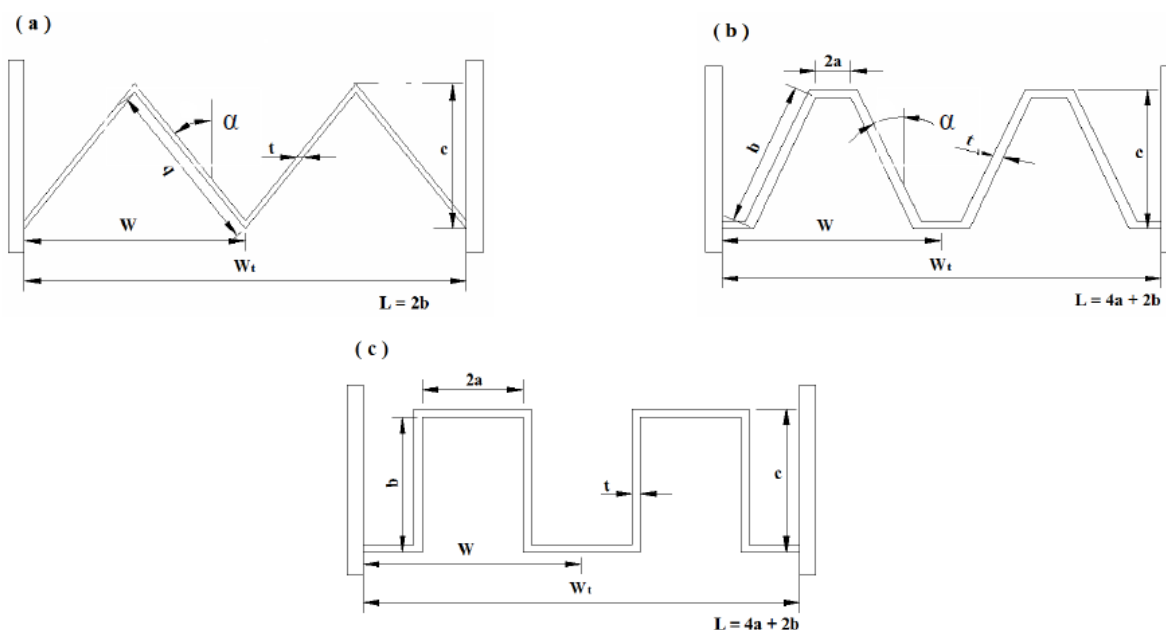


Figure I. 3: Forme en plan du déversoir en labyrinthe (a) - triangulaire, (b) – trapézoïdale (c) - rectangulaire.

La géométrie en plan du déversoir en labyrinthe est définie par la longueur de crête d'un cycle L , la largeur d'un cycle W , la hauteur amont des parois P , la hauteur aval des parois D , le nombre de cycles n et l'angle α formé par la paroi latérale et la direction de l'écoulement.

Pour un développement donné de la longueur, l'angle α varie de zéro pour une forme rectangulaire en plan à une valeur maximale pour une forme triangulaire.

La longueur et la largeur par cycle sont souvent combinées pour donner l'accroissement de la longueur L/W .

La géométrie verticale du déversoir en labyrinthe est généralement exprimée par le rapport de l'aspect vertical W/P .

Souvent, le déversoir en labyrinthe est composé de plusieurs cycles de même géométrie répétée périodiquement. Evidemment ceci augmente vivement la longueur en crête (Marche et al, 1995).

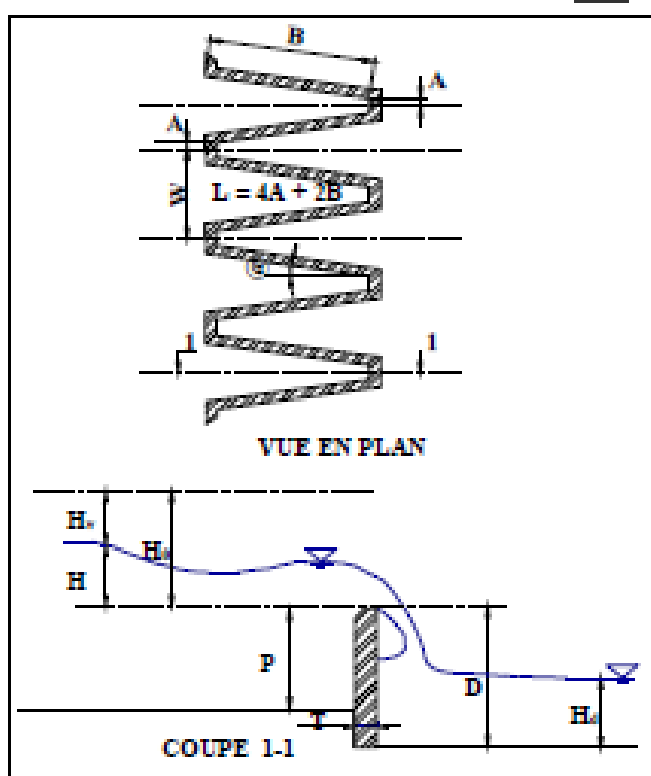


Figure I. 4: Définition des paramètres du déversoir en labyrinthe (Lux et al. 1984).

- α : Angle du mur ;
- W : Largeur de cycle ;
- L : Longueur d'un cycle de crête ;
- T : Epaisseur du mur ;
- H_0 : Charge total de chute ;
- H : Hauteur piézométrique en amont ;
- A : Demi-longueur des parois frontales ;
- B : Longueur du latéral ;
- P : Hauteur amont des parois ;
- D : Hauteur aval des parois ;
- H_v : Charge cinétique d'approche en amont ;
- H_a : Hauteur piézométrique en aval.

I-1.4 Description de l'écoulement sur le déversoir en labyrinthe :

L'écoulement sur un déversoir en labyrinthe est compliquée et ne peut être expliqué qu'en termes de la charge locale présentée dans les alvéoles en amont, parce que le débit qui passe sur un déversoir augmente en fonction de la longueur de la crête et l'efficacité du déversoir n'est vérifiée que pour les faibles charges (Taylor et al, 1970). Par conséquent, il en résulte quatre phases fondamentales d'écoulement successives.

- Écoulement complètement aéré : Lorsque le déversoir en labyrinthe fonctionne à des faibles charges, la lame déversante tombe librement sur toute la longueur du déversoir, dans cette phase la valeur du coefficient de débit est maximal en comparaison avec un déversoir rectiligne de même largeur.
- Écoulement partiellement aéré : L'accroissement de la charge amont sur le déversoir provoque une surélévation du plan d'eau sur le seuil, ceci force les nappes déversantes opposées à converger. Par conséquent, l'aération devient perturbée avec l'apparition d'une dépression sous la nappe déversante frontale et des poches d'air sous la lame déversante le long de chaque paroi latérale.
- Écoulement de transition : En augmentant encore la charge sur le déversoir, la nappe devient déprimée dans plusieurs endroits, les poches d'air se fractionnent en petites poches, ce qui provoque une instabilité de la nappe.
- Écoulement déprimé : Lorsque la charge d'eau sur le seuil devient plus grande que la hauteur du déversoir, l'écoulement forme une seule nappe non aérée. Il est dans une phase à écoulement déprimé, ceci fait croire que la submersion complète se produit si la charge au-dessus de la crête est plus grande que la hauteur du déversoir (Taylor et al, 1970).

I-1.5 Performance du déversoir en labyrinthe :

La performance exprime le rendement du déversoir en labyrinthe par rapport au déversoir rectiligne. Elle peut être mieux présentée en termes du déversoir rectiligne défini comme le déversoir de référence occupant la même largeur du canal que le déversoir en labyrinthe. La première analyse de la performance hydraulique d'un déversoir en labyrinthe est attribuée à Hay et Taylor (1970). Elle est considérée comme une base de conception des déversoirs en labyrinthe. La performance ou le rendement d'un déversoir en labyrinthe pour une géométrie donnée en plan peut être exprimé par :

$$q = Q_L/Q_N \quad (I-1)$$

Ou : Q_L , le débit qui transite sur un déversoir en labyrinthe de longueur de crête L , sous une charge H et Q_N , le débit qui passe sur un déversoir rectiligne de même largeur W que le déversoir en labyrinthe et sous la même charge H .

Le rendement Q_L/Q_N approche la grandeur de l'accroissement de la longueur L/W lorsque la charge H s'approche de zéro, pour des déversoirs en labyrinthe avec une largeur de cycle supérieure à $2,5P$. Réciproquement, la performance diminue quand la charge sur le déversoir augmente. Ceci montre que ce type de déversoir fonctionne efficacement à des faibles charges.

$$q = Q_L/Q_N = L/W \text{ quand } H \rightarrow 0 \quad (I-2)$$

Etant donné que l'objectif du déversoir en labyrinthe est l'accroissement du débit au delà de celui du déversoir rectiligne, Ainsi, la performance correspond au rapport Q_L/Q_N .

La performance du déversoir en labyrinthe Q_L/Q_N est dépendante des paramètres sans dimensions suivants : W/P , L/W , H/P , α et n . Ces paramètres dérivent directement de la géométrie du déversoir et de la charge d'exploitation, ils sont donc d'importance principale (Hay et al. 1970). La performance peut être aussi affectée par les paramètres d'importance secondaire résultant des détails de construction, comme la forme de la crête et la présence de tapis de réception, ou des conditions de fonctionnement qui peuvent s'étendre de l'écoulement libre aéré aux degrés divers d'interférence aval au fonctionnement complètement noyée (Hay et al. 1970).

(Magalhães ...1994) considère que le coefficient de débit en fonction de la charge relative H/P , doit être représenté par la charge totale ($H=H_p+H_v$).

Par contre les auteurs Hay et Taylor (1970) et Darvas (1971) considèrent que la charge sur le déversoir est égale à la charge piézométrique : $H = H_p$

La Figure I.5 présente les résultats obtenus par Hinchliff, $\mu_w = f(H/P, L/W)$.

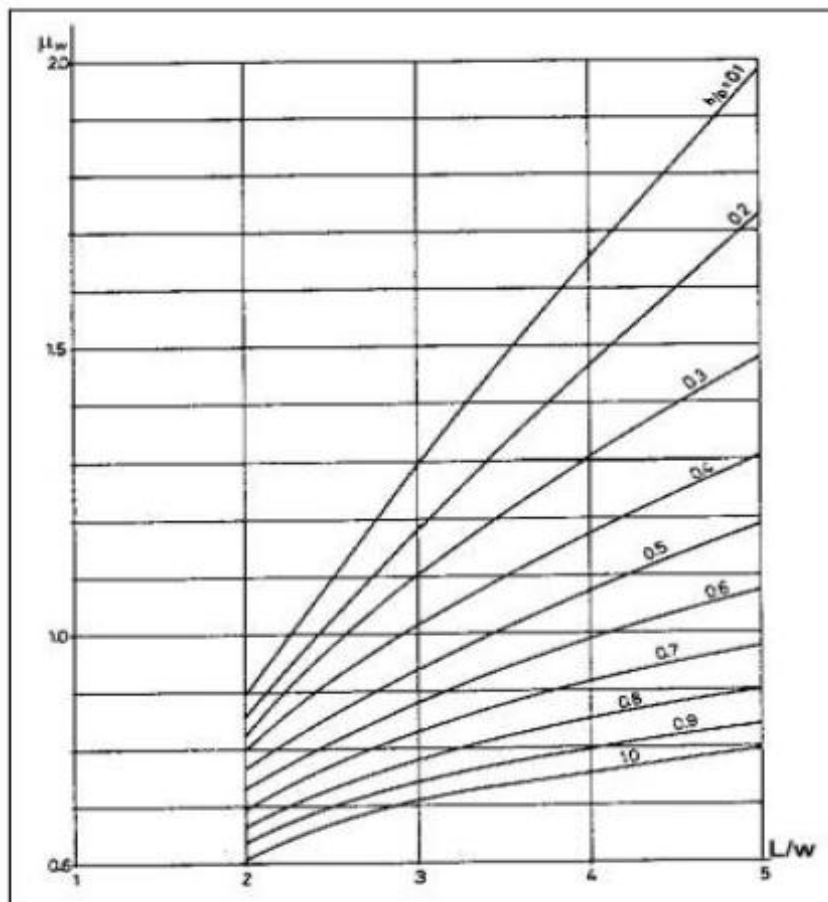


Figure I. 5: coefficient de débit du déversoir en labyrinthe en fonction de L/W et H/P

(Hinchliff et al ,1984)

I-2. Déversoirs en touches de Piano (PK-Weir)

I-2.1 Définition :

Le déversoir en touches de piano représente une nouvelle forme de déversoir non rectiligne baptisée Piano Keys Weir (PK-Weir), il a été développé par Ahmed Ouamane (Laboratoire Aménagements Hydrauliques et Environnement de l'Université de BISKRA-ALGERIE) et François Lempérière, (Hydrocoop-France).

Ce nouveau type de déversoir a l'avantage d'être appliqué aux barrages en terre et sur des sections réduites de barrages poids existants ou nouveaux. Le PK-Weir permet l'évacuation des débits spécifiques jusqu'à $100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, en multipliant au moins par trois le débit d'un déversoir Creager, sa construction est simple et facile et peut être réalisé par des ressources locales de chaque pays. Le PK-Weir réduira considérablement le coût de la plupart des nouveaux barrages et permettra l'amélioration à la fois, de la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crues et la capacité de stockage de la retenue des barrages existants (Ouamane et al., 2006).

Le PK-Weir (Déversoir en touche de piano), commence à être plus appliqué dans le domaine des ouvrages hydrauliques, tels que les barrages et les seuils dans les fleuves destinés pour la surélévation du plan d'eau. Le comportement de l'écoulement sur le PK-Weir est complexe, notamment la présence de divers phénomènes physiques qui apparaissent quand il est en plein fonctionnement. (Lempérière *et al*, 2003).

I-2.2 Développement du déversoir en touches de piano ou PK-Weir :

Le déversoir en labyrinthe permet un bon compromis entre le besoin d'une grande capacité de déversement et la largeur limitée de l'emplacement disponible sur le terrain. De plus, son coût peu élevé par rapport aux déversoirs vannés, sa simplicité d'utilisation en font une solution intéressante.

La solution en labyrinthe est également avantageusement utilisée dans des ouvrages de déversoir ou de protection pour les canaux et usines électriques au fil de l'eau.

Des études et essais sur modèles réduits ont été engagés depuis l'année 2002 au Laboratoire de Recherche Aménagements Hydrauliques et Environnement à l'Université de Biskra en collaboration avec Hydrocoop-France dans le but de définir une forme économique de déversoir non rectiligne qui peut être utilisé pour accroître à la fois la capacité de stockage et la capacité d'évacuation des crues des barrages existants et nouveaux.

Ces études ont abouti d'une part à la conception d'un nouveau type de déversoir non rectiligne baptisé déversoir en touches de piano (PK-Weir) et d'autre part à l'amélioration de la forme du

déversoir en labyrinthe pour qu'il puisse être appliqué aux barrages en béton (Lempérière et al, 2003



Figure I. 6: Déversoir en touches de piano (Laugier et al, 2009)

I-2.3 Géométrie de PK-Weir :

De manière générale, l'écoulement sur PK-Weir est complexe à cause de sa dépendance de plusieurs paramètres dont les principaux sont

$$Q=f(\rho, g, \nu, H, L_T, P, W, a, b, B, S_{in}, S_{out}, t, R, \alpha)$$

L'écoulement sur le déversoir est caractérisé par sa masse volumique ρ et par sa viscosité cinématique ν , l'accélération gravitaire g et H la charge hydraulique sur la crête du déversoir. Les autres paramètres sont liés à la géométrie de PK-Weir, ou L_T et la longueur développée de la crête, P est la hauteur du déversoir, W la longueur du déversoir entre les extrémités latérales, a et b correspondent à la longueur des alvéoles respectivement amont et aval, B est la longueur de chaque paroi latérale, S_{in} et S_{out} les pentes des alvéoles amont et aval respectivement, t est l'épaisseur de la paroi, R est le rayon de courbure de la crête et α l'angle d'inclinaison de l'alvéole.

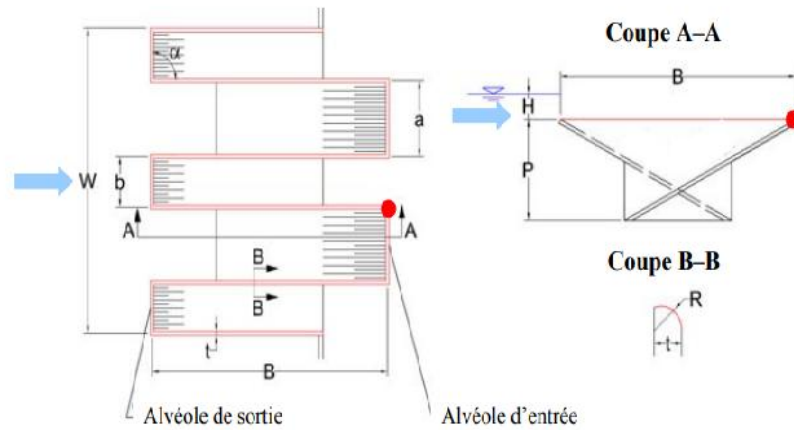


Figure I. 7 : Composition du PK-Weir avec ses principaux paramètres géométriques.

- PK-Weir type A :

Les porte-à-faux amont et aval sont identiques, ceci favorise l'utilisation des éléments préfabriqués en béton armé qui peuvent être utilisés pour des débits spécifiques jusqu'à $20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$. Ce type de PK-Weir peut être une solution pour l'amélioration de la capacité des retenues et/ou la capacité d'évacuation de plusieurs déversoirs des barrages existants (Lempérière et al. 2003).

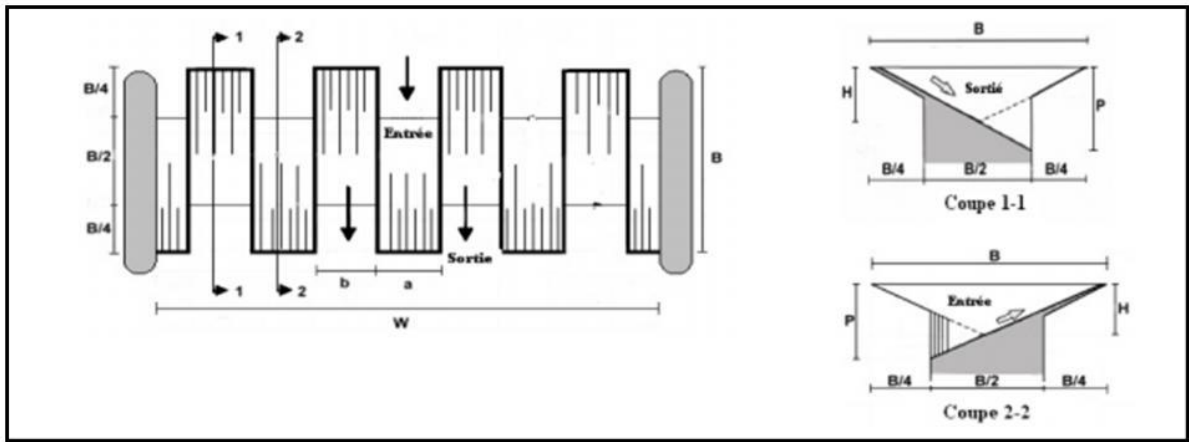


Figure I. 8: PK-Weir de type A (Ouamane, 2006a)

- PK-Weir Type B :

Ce type de PK-Weir se caractérise par des porte-à-faux uniquement en amont, des gains importants en rendement, d'environ 10 % par rapport au type A sont enregistrés (Ouamane, 2006). Les efforts structuraux sont moins importants pour les grands débits spécifiques. Cela pourrait ainsi être le choix le plus attirant pour plusieurs barrages futurs. Cependant, le modèle de type B ne favorise pas l'utilisation des éléments préfabriqués qui peuvent être financièrement avantageux pour des débits spécifiques inférieurs à $20 \text{ m}^3 / \text{s}/\text{m}$. Le modèle B est probablement plus intéressant pour les grands débits spécifiques (Ouamane et al. 2006).

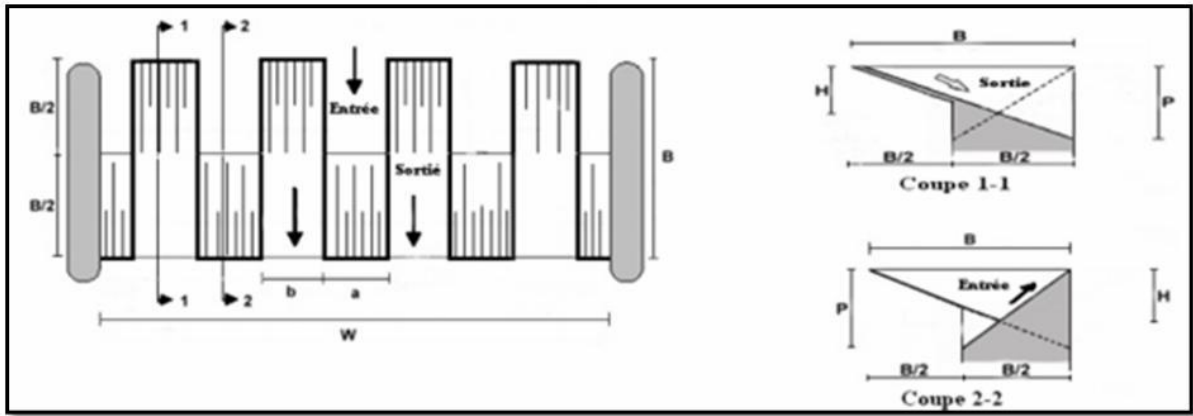


Figure I 9: PK-Weir de type B (Ouamane, 2006a)

I-2.4 Mode d'écoulement sur le PK-Weir :

L'écoulement sur le PK-Weir est tout à fait différent de l'écoulement sur le déversoir en labyrinthe, il se caractérise par deux nappes déversantes, la première sous forme d'un jet de fond qui s'écoule le long du radier incliné de l'alvéole aval et la deuxième sous forme d'un écran plus au moins mince selon la charge sur le déversoir. La deuxième nappe qui est superficielle favorise l'aération du déversoir à cause de la présence des porte-à-faux (Figure I .10) (Ouamane, 2006b).



Figure I .10: Ecoulement en deux nappes déversante sur un cycle de PK-Weir (Ouamane, 2006b)

I-2.5 Performance hydraulique :

La performance hydraulique du PK-Weir est en fonction des paramètres sans dimensions dérivant directement de la géométrie de conception et de la charge d'exploitation qui sont d'importance principale (Ouamane, 2006a).

La performance peut aussi être affectée par les paramètres d'importance secondaire résultant des détails de construction, comme la forme de la section de la crête, la forme d'entrée sous les porte-à-faux, et la présence des corps flottants. Une couverture systématique des paramètres

principaux et des paramètres secondaires a fait l'objet d'études sur modèles réduits physique de PK-Weir qui ont montrées l'effet de chaque paramètre sur le rendement de ce type de déversoir. Les paramètres affectant particulièrement la performance hydraulique sont le ratio $n=L/W$, la largeur relative des alvéoles a/b , la longueur relative des porte-à-faux c/d , le ratio de l'aspect vertical W/P et la charge relative H/P (Ouamane, 2006a).

$$C_{w=} \hat{f}(D/P, W/P, b/a, c/d, h^*/P, t/P, R/P)$$

I-2.5.1 Rapport d'aspect vertical, W/P :

Le rapport d'aspect vertical qui représente la géométrie verticale peut avoir deux indications, la première reflète l'effet de la variation de la hauteur pour une largeur de cycle fixe et la seconde indique l'influence de la variation de la largeur pour une hauteur du déversoir fixe.

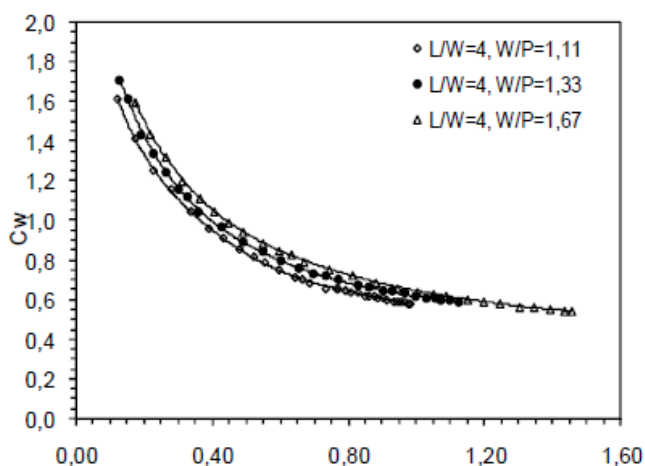


Figure I . 11: Coefficient de débit en fonction du rapport de l'aspect vertical W/P (Ouamane, 2006b)

Les résultats des essais obtenus sur trois modèles de PK-Weir de même largeur de cycle et de hauteur différente indiquent que le coefficient de débit est dépendant du paramètre W/P. Autrement dit, la capacité d'évacuation est dépendante de la hauteur du PK-Weir.

I-2.5.2 Longueur relative, L/W :

Généralement, le ratio L/W qui exprime le rapport entre la longueur totale de la crête et la largeur du déversoir influe remarquablement sur l'écoulement.

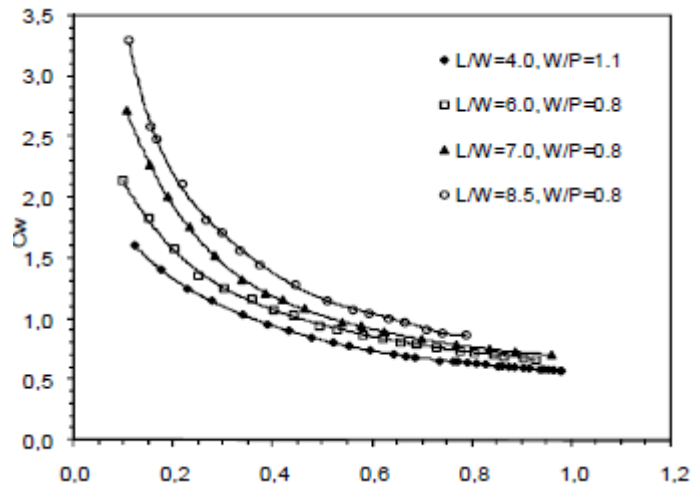


Figure I. 12: Coefficient de débit en fonction du ratio L/W (Ouamane, 2006b)

(La Figure I.12) montre que l'augmentation dans l'accroissement de la longueur du PK-Weir fait augmenter la capacité d'évacuation d'une manière significative, faire augmenter le ratio L/W de deux fois cela conduit à un accroissement du coefficient de débit de plus de 50% pour les charges relatives $h^*/H < 0.4$. Cependant, l'efficacité diminue remarquablement pour les charges relatives $h^*/H > 0,6$. Le faible gain dans la capacité d'évacuation enregistré pour les grandes valeurs de L/W et h^*/P est peu probable en pratique de justifier les dépenses supplémentaires structurelles impliquées (Ouamane, 2006b).

I-2.5.3 Impact de la largeur des alvéoles a et b

La géométrie en plan du PK-Weir est caractérisée par deux alvéoles de forme rectangulaire, la première de largeur (a) orientée vers l'amont et la seconde de largeur (b) orientée vers l'aval. La pente des radiers des alvéoles est dépendante de la longueur des porte-à-faux et de la hauteur du déversoir, de ce fait, l'écoulement dans les alvéoles amont et aval peut être différent.

(La figure I.13) fait remarquer que pour une même largeur d'un élément du PK-Weir, il est possible pour le même coût d'augmenter la largeur de l'alvéole amont de 20 % et réduire en conséquence la largeur de l'alvéole aval. Ceci fait augmenter le rendement d'environ 5 % sans aucune dépense supplémentaire. De ce fait, il est plus rentable de concevoir le PK-Weir avec une largeur de l'alvéole amont plus grande que la largeur de l'alvéole aval pour des charges relatives de dimensionnement inférieures à 0.5 (Ouamane, 2006b).

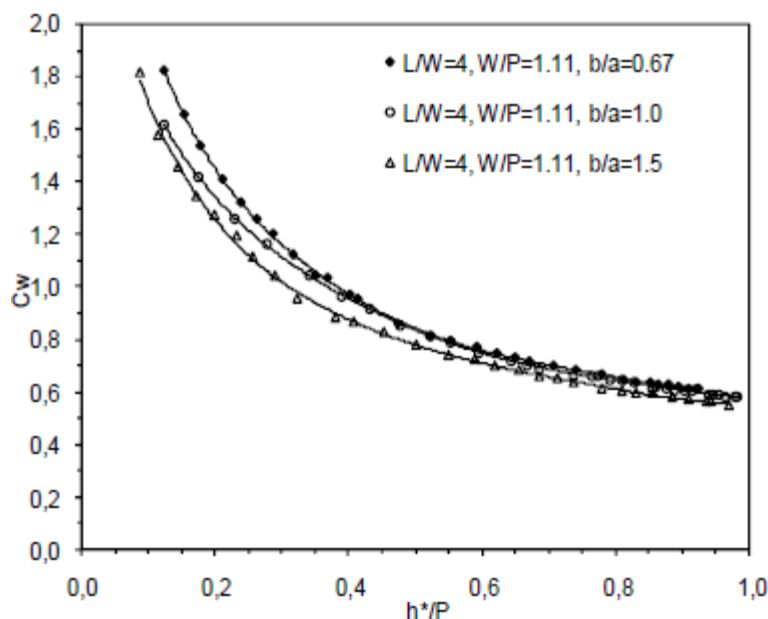


Figure I. 13: Coefficient de débit en fonction de la largeur des alvéoles (Ouamane, 2006b)

I-2.5.4 Impact des corps flottants :

Afin de vérifier le comportement du PK-Weir dans le cas de fonctionnement en présence des corps flottants, des essais ont été effectués dans des conditions d'encombrement extrême de l'entrée du déversoir.

Pendant l'expérimentation, il a été remarqué qu'aucun blocage des corps flottants sous les porte-à-faux n'a été observé pendant la montée du niveau d'eau de la base du PK-Weir jusqu'à la crête. Pour les faibles charges les corps flottants sont entraînés dans les alvéoles aval et reste bloqués jusqu'à une charge moyenne de l'ordre de $0.4H$. Au-delà de cette charge les corps flottants commencent à être évacués systématiquement vers l'aval (Ouamane et al., 2006).



Figure I. 14: Fonctionnement du PK-Weir avec encombrement de l'entrée par des corps flottants

La (figure I. 15) montre que l'impact des corps flottants se caractérise par une réduction du coefficient de débit pour des charges relatives $h^*/H < 0.5$, au-delà de cette valeur, l'écoulement redevient normal et le coefficient de débit prend des valeurs égales aux valeurs correspondant à l'écoulement libre.

L'effet des corps flottants peut réduire le débit d'environ 10 % quand la profondeur de la lame déversante est dans la gamme de 1 ou 2m (Comme pour le déversoir Creager), (Ouamane et al., 2006).

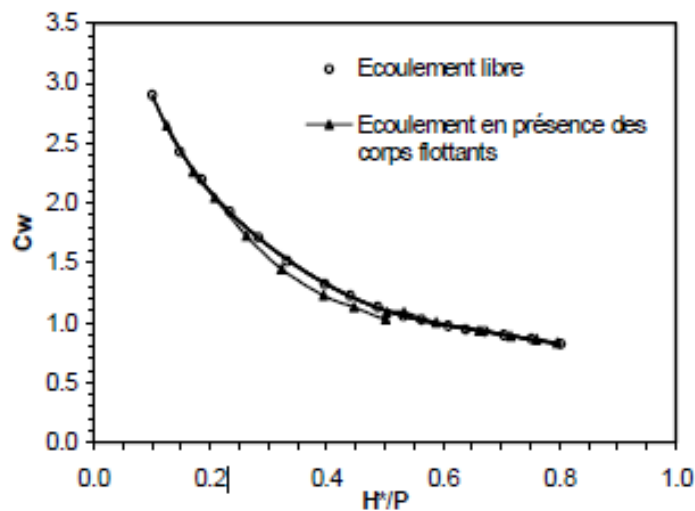


Figure I.15 : Coefficient de débit en fonction de la présence des corps flottants

I-2.5.5 Impact de la longueur des porte-à-faux :

L'impact de la longueur des porte-à-faux a été étudié selon trois configurations, la première avec des porte-à-faux amont plus longs que les porte-à-faux aval, la seconde avec des porte à faux amont et aval identiques et la dernière configuration avec seulement des porte-à-faux amont. Il a été remarqué que le modèle sans porte-à-faux aval ($d/c=0$) se caractérise par un rendement plus élevé que les modèles avec porte-à-faux aval. Par contre, le rendement du modèle avec porte-à-faux symétriques ($d/c=1$) est plus grand que celui du modèle avec des porte-à-faux non symétrique, A cet effet, le modèle sans porte-à-faux aval peut être une solution pour les grands débits spécifiques (Ouamane, 2006b).

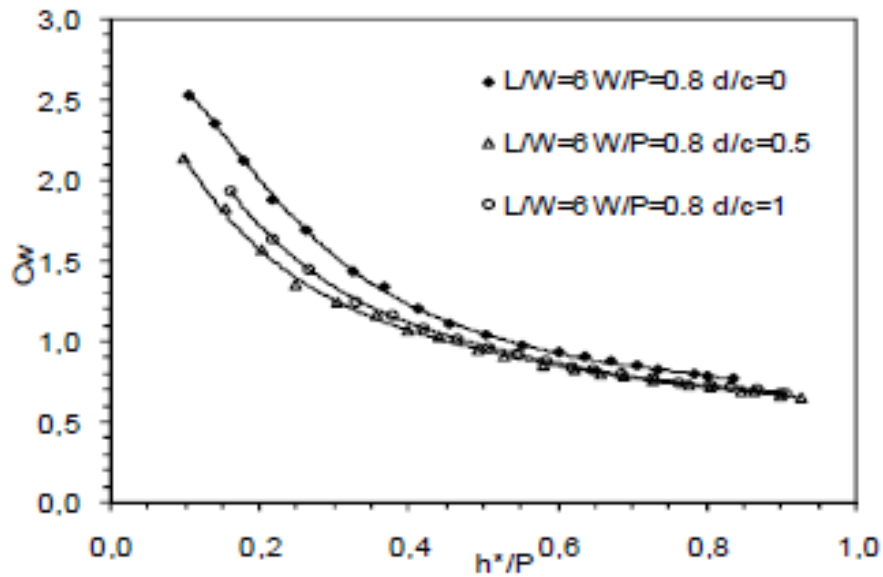


Figure I.16: Coefficient de débit en fonction de la longueur des porte-à-faux (Ouamane, 2006b)

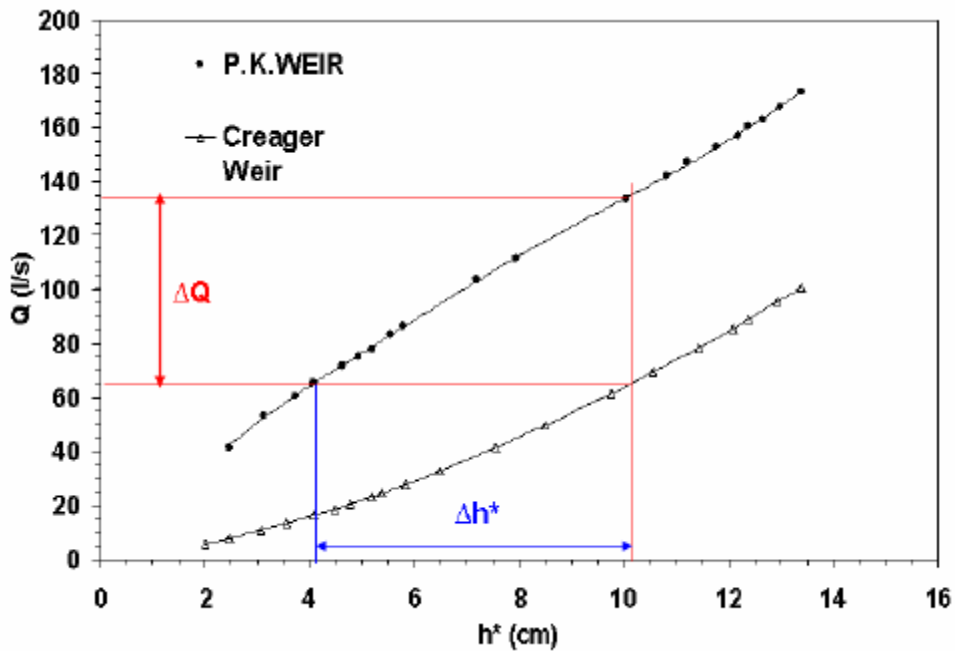


Figure I.17 : Comparaison de débit entre le PK-Weir et le déversoir Creager (Ouamane 2006c)

Le débit spécifique du PK-Weir est comparé ci-dessus au débit du déversoir standard de type Creager en fonction de la profondeur de la lame déversante h .

- Le débit spécifique d'un déversoir Creager est près de $2,2h^{1.5}$ ($m^3/s/m$).
- Le débit spécifique d'un PK-Weir est près de $1,7nh^{1.5}$ pour $h < 0.3H$.

Pour les grandes valeurs de h et de n près de 5, le débit spécifique est de l'ordre de $4hH^{0.5}$.

Conclusion :

L'efficacité hydraulique et les dimensions réduites de l'évacuateur de crues non rectilignes favorisent l'utilisation de ce type de déversoir lors de la conception de plusieurs nouveaux barrages.

Actuellement, à travers le monde plus de cents barrages ont été équipés par des déversoirs non rectilignes, leur fonctionnement a montré leur efficacité d'évacuation des crues par rapport aux autres types d'évacuateurs de crues.

Deuxième Chapitre
***Les ouvrages de
dissipation d'énergie***

Introduction :

Lorsque des crues entrent dans des retenues pleines, des débits et des volumes d'eau considérables doivent être restitués directement à l'aval dans la rivière. Sans protection, le lit de la rivière est endommagé par des affouillements qui peuvent mettre en danger également les ouvrages de restitution. La protection de la zone aval d'un ouvrage est donc indispensable. Par conséquent, il faut prévoir, en un endroit bien précis, un ouvrage appelé dissipateur d'énergie, pour convertir un écoulement à haute énergie mécanique en un écoulement à faible énergie mécanique. Le surplus d'énergie est dissipé en énergie de turbulence, en chaleur et en énergie sonore.

L'intégration d'un PK-Weir sur un barrage existant n'est cependant pas évidente car la lame déversée possède une énergie résiduelle qu'il s'agit de dissiper à l'aval du barrage. Chaque situation constituant un cas particulier, le recours à la modélisation physique s'impose dans la majorité des cas. Les systèmes de dissipation d'énergie choisis pour les barrages de St-Marc et des Gloriettes illustrent bien la diversité des situations rencontrées. Ouvrages de retenue réalisés sur un cours d'eau créent une dénivellation plus ou moins importante entre les niveaux d'eau situés à l'amont et à l'aval du barrage. Pendant les périodes de crues, les eaux sont restituées directement à la rivière si la retenue est pleine. L'importante différence de niveaux entre évacuateur de crues et la partie aval de la retenue peut provoquer des débits considérables à haute vitesse. Pour éviter des modifications importantes et non contrôlées du lit de la rivière sous l'effet de ces eaux, des ouvrages de dissipation d'énergie sont souvent indispensables. Le choix du type du dissipateur dépend des conditions hydrauliques, topographiques et géologiques du site.

Ce chapitre traite tout d'abord du ressaut hydraulique pour en déduire des expressions de hauteurs conjuguées, et de longueur du ressaut. Ensuite en va présenter et expliqué les ouvrage de dissipation utilisé dans ce travail (marche d'escalier et bassin de dissipation). On ne prétend pas étudier le ressaut hydraulique en lui-même mais de présenté un état général sur le ressaut hydraulique, puisque il est présent dans les cas étudiés.

II-1. Ressaut hydraulique :

II-1.1 Définition :

Le ressaut hydraulique est un phénomène couramment observé lors d'écoulements hydrauliques à ciel ouvert représentés par une surélévation brusque (écoulement rapidement varié) de la surface libre d'un écoulement permanent qui se produit lors du passage du régime torrentielle (Supercritique) au régime fluvial (subcritique). Cette transition est souvent brutale et turbulente avec généralement inclusion dans l'eau de multiples bulles d'air donnant au ressaut un aspect bouillonnant. Ce phénomène est accompagné d'une agitation marquée et d'une grande perte d'énergie.

Le ressaut hydraulique peut être contrôlé par un seuil à paroi mince ou épaisse, continu ou discontinu ainsi que par une marche positive ou négative. Tous ces obstacles ont pour fonction d'assurer la formation du ressaut par l'élévation du plan d'eau à l'aval, de contrôler sa position lors du changement des paramètres de l'écoulement tels que les débits et de contribuer enfin à une meilleure compacité du bassin (Kateb, 2013).

II-1.2 Phénomène du ressaut hydraulique :

L'écoulement dans des canaux découverts se caractérise par le nombre de Froude :

$$F^2 = Q^2 / (g A^3) (dA / dh) \quad (1.1)$$

Où Q est le débit, g l'accélération gravitationnelle et $A = A(x, h)$ la section mouillée. La coordonnée longitudinale est x et h est la profondeur d'eau. Le nombre de Froude peut être interprété comme un indicateur de l'importance de l'effet de l'inertie de l'écoulement considéré par rapport aux effets de la pesanteur.

En introduisant la moyenne $V = Q/A$, le nombre de Froude s'exprime également par

$$F = V / [g A / (dA / dh)]^{1/2} \quad (1.2)$$

$V = 0$ le nombre de Froude est aussi égal à $F = 0$ ce qui indique des conditions purement hydrostatiques. L'autre extrême, (F à l'infinité), correspond à un écoulement à vitesse V infiniment plus grande que la vitesse de référence.

Si $V = \infty$ donc $F = 1$, les effets d'inertie et de pression sont égaux ; cet état est appelé condition d'écoulement critique. Pour $F < 1$, l'écoulement se trouve dans la condition fluviale, tandis que la condition torrentielle apparaît pour un écoulement caractérisé par $F > 1$.

La vitesse V absolue ne suffit pas pour caractériser la condition d'écoulement. Suivant la vitesse de référence un écoulement à vitesse donnée peut être fluvial et un deuxième écoulement à plus

petite vitesse peut être torrentiel. La vitesse de référence, ne dépend pas du débit ou de la vitesse d'écoulement, mais uniquement de la géométrie du profil en un point $x=x^*$ considéré.

II-1.3 Différents types de ressaut hydraulique :

La classification du ressaut est basée sur la variation du nombre de Froude F_1 caractérisant l'écoulement à l'amont du ressaut.

Pour les valeurs de $Fr = 1$, le régime est lent, ou critique, et il n'y a pas de ressaut.

D'après, pour des valeurs du nombre de Froude compris entre 1 et 1.7, la différence des profondeurs conjuguées en amont et en aval est très faible, et le ressaut est caractérisé par de légères rides à la surface libre, ce type de ressaut est dit ondulé. (Andersen 1978)

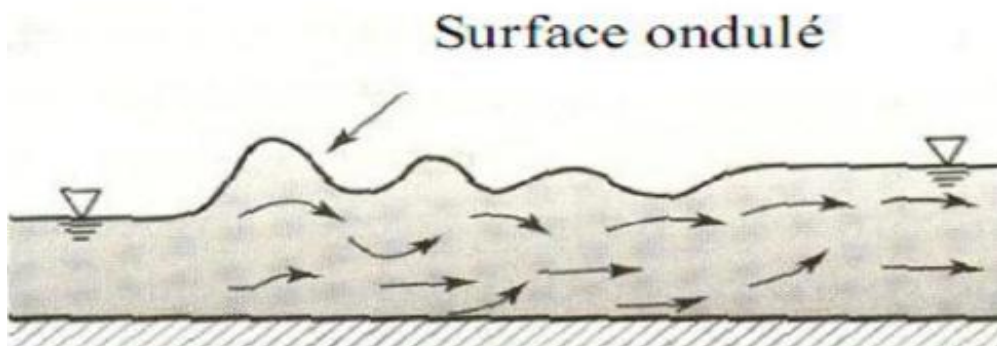


Figure II.1: Ressaut hydraulique ondulé (Andersen 1977)

Pré-ressaut ou ressaut faible :

Il se vit lorsque $1,7 < F_1 < 2,5$. Pour un nombre de Froude avoisinant les 1,7. La surface du ressaut est alors composée d'une série de petits rouleaux, ces derniers s'intensifient au fur et à mesure que le nombre de Froude F_1 augmente.

La répartition des vitesses dans la section amont du ressaut est pratiquement uniforme mais le rendement de dissipation obtenu est très faible

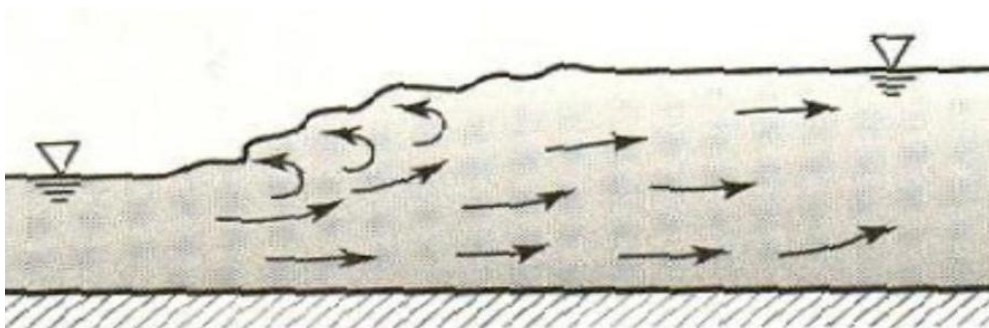


Figure II.2: Schéma du Pré-ressaut hydraulique (Bradly et Peterka (1957))

Le ressaut de transition ou oscillatoire :

Il est remarqué pour $2,5 < F_1 < 4,5$, ce type de ressaut se manifeste sous forme de battements de larges vagues à des périodes très irrégulières, pouvant occasionner un effet érosif sur les parois latérales du canal.

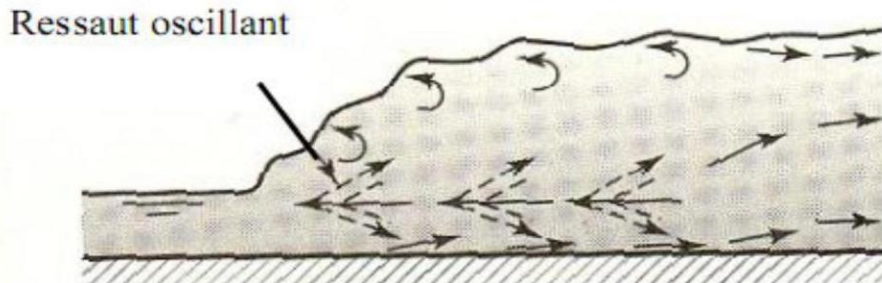


Figure II.3: Le ressaut hydraulique de transition (BENMALEK A 2012)

Le ressaut stable ou établie :

Obtenu pour $4,5 < F_1 < 9$, ce type de ressaut est dit établi et est souvent utilisé dans les bassins de dissipation et ce pour plusieurs raisons, entre autres :

- *Pour son rendement élevé lors de la dissipation d'énergie et qui peut atteindre les 70 %.
- *Pour la compacité de sa forme.
- *Pour sa stabilité.

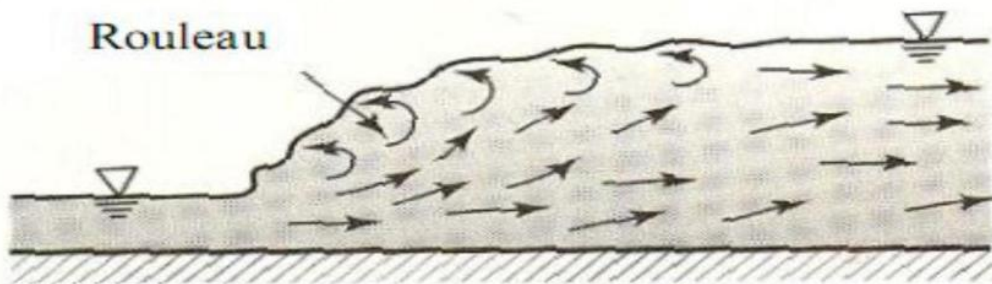


Figure II.4: Le ressaut hydraulique stable

Le ressaut hydraulique agité (Fort) :

Il sévit pour $F_1 > 9$, il est caractérisé par un écoulement amont ayant une très faible profondeur et une vitesse relativement élevée. Il présente une instabilité verticale du moment qu'il ne peut pas adhérer constamment au fond du canal ainsi qu'une surface libre irrégulière et très écumeuse.

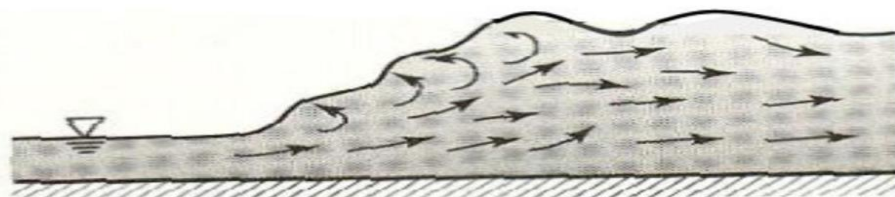


Figure II.5: Ressaut hydraulique agité

II-1.4 Détermination des profondeurs conjuguées du ressaut

On ne peut pas appliquer le théorème de Bernoulli entre les sections 1 et 2 pour déterminer les profondeurs conjuguées du ressaut, étant donné que le terme ΔH_{12} , qui représente la perte de charge, n'est pas connu et que les formules du régime uniforme ne sont pas applicables. C'est le théorème d'Euler qui permet de résoudre ce problème. (Hager et al. (1990))

Considérons un ressaut classique évoluant entre la section initiale et finale respectivement 1 et 2 (figure II.6).

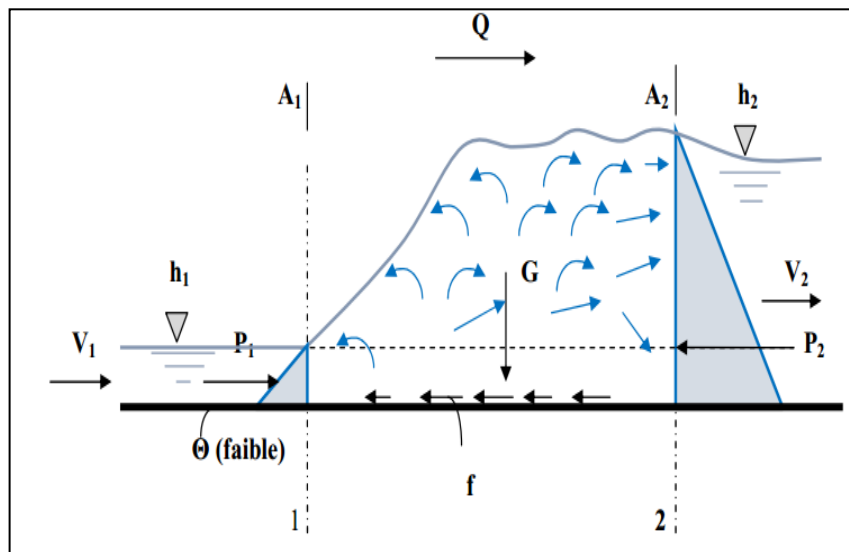


Figure (II.6) : Représentation des forces agissantes sur le ressaut.

L'équation de continuité permet d'écrire : $V_1 = \frac{Q}{A_1}$ (1.3)

Où, Q est le débit et A_1 l'aire de la section mouillée initiale qui s'exprime par :

$$A_1 = b \cdot h_1 \quad (1.4)$$

D'après le résultat classique de *Bélanger* (1828) qui s'obtiendra en appliquant le théorème *d'Euler* qui ne fait intervenir que les forces extérieures et qui ne met pas en cause les pertes de charges dues à la turbulence et aux remous intérieurs. Donc l'auteur a appliqué ce théorème à la masse liquide contenue entre les sections A_1 et A_2 et a supposé :

- la répartition des pressions dans les sections A_1 et A_2 est hydrostatique.
- les frottements sur les parois et le fond du canal le long de la faible distance séparant A_1 et A_2 sont négligeables par rapport à la perte de charge due à la turbulence créée par le ressaut.
- les vitesses des différents filets liquides dans chacune des sections A_1 et A_2 sont

parallèles à la vitesse moyenne V , et sont considérées uniformes.

- la résistance de l'air est négligeable.

Donc l'application de la deuxième loi de Newton nous donne :

$$\beta_2 \cdot \rho \cdot Q \cdot V_2 - \beta_1 \cdot \rho \cdot Q \cdot V_1 = P_1 - P_2 + G \cdot \sin \alpha - f \quad (1.5)$$

Ou :

β : facteur de correction de la quantité de mouvement qui sera considéré égale à l'unité puisque la répartition des vitesses est supposée uniforme.

ρ : la masse volumique du liquide en mouvement.

Q : débit volume.

V : vitesse d'écoulement.

g : accélération de la pesanteur.

G : poids de la tranche liquide située entre 1 et 2.

P_1 et P_2 : forces des pressions hydrostatiques.

α : angle d'inclinaison du canal (pour un ressaut classique $\alpha = 0^\circ$)

f : force de frottement (considérée comme négligeable).

En tenant compte de tous ces paramètres la relation (1.5) s'écrit :

$$\frac{1}{2} \omega \cdot b \cdot h_1^2 + \rho \cdot Q \cdot V_1 = \frac{1}{2} \omega \cdot b \cdot h_2^2 + \rho \cdot Q \cdot V_2 \quad (1.6)$$

Le nombre de *Froude* F_1 caractérisant l'écoulement à l'amont du ressaut évoluant dans un canal rectangulaire s'écrit :

$$F_1^2 = \frac{Q^2}{g \cdot b^2 \cdot h_1^3} \quad (1.7)$$

Après avoir introduit les relations (1.3), (1.4) et (1.7) dans la relation (1.6) on obtiendra :

$$Y = \frac{h_1}{h_2} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{(1 + 8F_1^2)} - 1 \right] \quad (1.8)$$

L'équation de Bélanger (1828), lie le rapport Y des hauteurs conjuguées du ressaut au nombre de Froude F_1 , en réalité c'est une équation d'une droite représentée dans la figure (II.7).

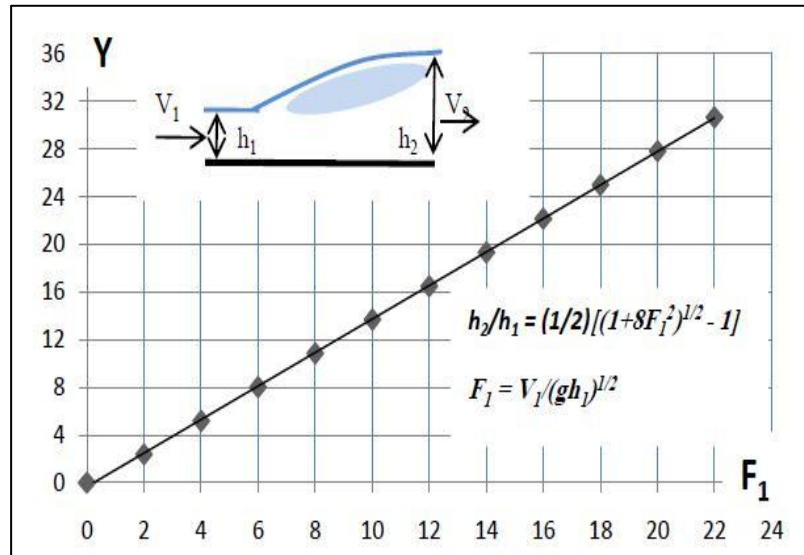


Figure (II.7) : Représentation graphique de l'équation de Bélanger(1828)

Hager et Sinniger (1986), ont donné une relation plus simple que la relation (1.8) qui est applicable pour un nombre de Froude $F_1 > 3$.

$$Y = \frac{h_2}{h_1} = \sqrt{2} F_1 - \frac{1}{2} \quad (1.9)$$

Il faut noter ici les points suivants :

- Le ressaut ne se réalisera qu'à la condition que le niveau d'eau en aval y_3 dans le canal soit supérieur à la hauteur conjuguais y_2 . Ce niveau est souvent conditionné par l'ouvrage situé en aval du ressaut.
- Dans les petits cours d'eau ($Q < 10 \text{ m}^3/\text{s}$), les nombre des Froude varient généralement de 2 à 6, ce qui entraîne des hauteurs y_2 de deux à huit fois supérieures à y_1 .

II-1.5 Caractéristiques géométriques du ressaut

Les caractéristiques géométriques du ressaut défini ci-dessus, hauteur du ressaut h , longueur du rouleau L_r et la longueur du ressaut L_j sont difficiles à déterminer. En effet, il est généralement délicat de définir la fin du ressaut. Dans ce cas les différents chercheurs dans le domaine ont eu recours à l'expérimentation sur modèle pour évaluer ces grandeurs.

1.5.1 Hauteurs du ressaut

La hauteur du ressaut a été définie comme étant égale à : $h=h_2-h_1$.

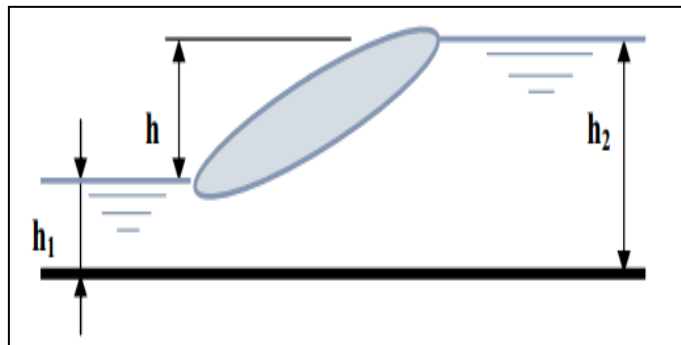


Figure (II.8) : hauteurs conjuguées du ressaut hydraulique

1.5.2 Longueur du rouleau

En 1990 Hager et al., définissent deux types de longueur du rouleau en fonction de la forme du ressaut étudié. En effet, ils ont introduit la notion de longueur du rouleau développé et non développé. La figure (II.9) illustre ces deux types du ressaut et les longueurs L_r qui correspondent

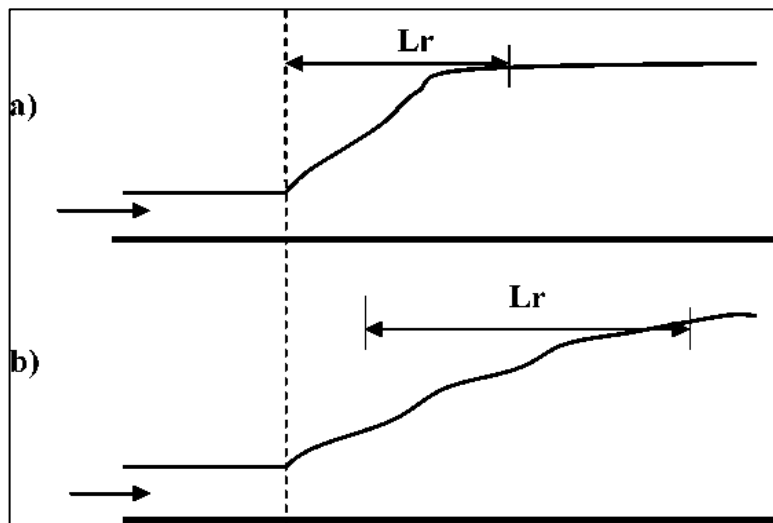


Figure (II.9) : Aspect du ressaut classique a) Rouleau développé, b) Rouleau non développé

Le rouleau non développé est caractérisé par une longueur plus courte que celle du rouleau développé et sa surface à l'aval se présente sous l'aspect de vagues. Au fond de la masse liquide en mouvement, on peut distinguer une zone de rouleau dite de séparation formant un tourbillon de fond. En raison de la présence de cette zone, le jet entrant dans la section initiale du ressaut est dévié vers la surface libre. Le rouleau développé présente une surface relativement lisse et est caractérisé par une quasi-stabilité. Le jet entrant dans la section initiale du ressaut adhère sur une certaine distance au fond du canal puis diverge en s'orientant vers l'aval.

Les essais effectués par Hager et al. (1990) montrent que pour le cas du ressaut classique, le rapport $\lambda r^* = Lr/h_1$ dépend du nombre de Froude F_1 et du rapport d'aspect $w = h_1/b$. Les auteurs proposent ainsi les relations suivantes :

$$\lambda r = -12 + 160.Tgh (F_1/20) \text{ Pour } W=(h_1/b) < 0.1. \quad (1.10)$$

$$\lambda r = -12 + 160.Tgh (F_1) \text{ Pour } 0.1 < W < 0.7 \quad (1.11)$$

« Tgh » indique la tangente hyperbolique.

Les auteurs notent que pour $F_1 < 8$, les relations (1.10) et (1.11) peuvent être remplacées par une droite de pente 8, d'équation :

$$\lambda r = \frac{Lr}{h_1} = 8.(F_1 - 1.5); 2.5 < F_1 < 8. \quad (1.12)$$

1.5.3 Longueur du ressaut

Il résulte de ce qu'on a dit précédemment que le ressaut se produit toujours au cours du passage d'un régime torrentiel à un régime fluvial. La longueur L_j est la caractéristique du ressaut la plus difficile à déterminer, mais on estime que cela est possible que si :

La surface libre est pratiquement horizontale.

La surface de turbulence du rouleau est faible.

Les grosses bulles d'air dues à la présence du rouleau de surface sont inexistantes. L'écoulement graduellement varie apparaît à l'extrémité aval du rouleau. Pratiquement, pour calculer les dimensions du bassin d'amortissement, on considère comme limite d'aval du ressaut le point à partir duquel le revêtement du béton n'est plus nécessaire. Les essais de Bradley et Peterka (1957) ont permis à Hager et al. (1990) de déterminer une relation permettant d'évaluer la longueur L_j du ressaut. Celle-ci rapportée à la hauteur initiale h_1 du ressaut, peut s'écrire comme suit :

$$\frac{L_j}{h_1} = 220.tgh \left[\frac{(F_1-1)}{22} \right] \quad (1.13)$$

D'après Hager et al. (1990), la variation de la longueur relative (L_j/h_1) en fonction du nombre de Froude F_1 montre que ce dernier rapport prend une valeur moyenne égale à 6 pour une gamme pratique $4 < F_1 < 12$.

$$\frac{L_j}{h_1} = 6 \quad (1.14)$$

D'autres formules ont été proposées, pour un canal de section droite rectangulaire, selon Carlier (1980) on a :

- Formule de Smetana (1933) $L_j = 6(h_2 - h_1) \quad (1.15)$

Pour un nombre de Froude au-delà de $F_1=3$, selon Sinniger et Hager (1985), on peut également appliquer la formule empirique suivante Et qui conduit aux mêmes résultats.

$$\frac{L_j}{h_1} = \frac{35\sqrt{F_1}}{(8+F_1)} \quad (1.16)$$

1.5.4 Rendement du ressaut

Le ressaut provoque une importante dissipation d'énergie mécanique ; ce phénomène est irréversible. Les caractéristiques de la turbulence sont très complexes et dépendent fortement des conditions à l'amont.

Par l'application du théorème de Bernoulli (1738) on peut déterminer la perte d'énergie,

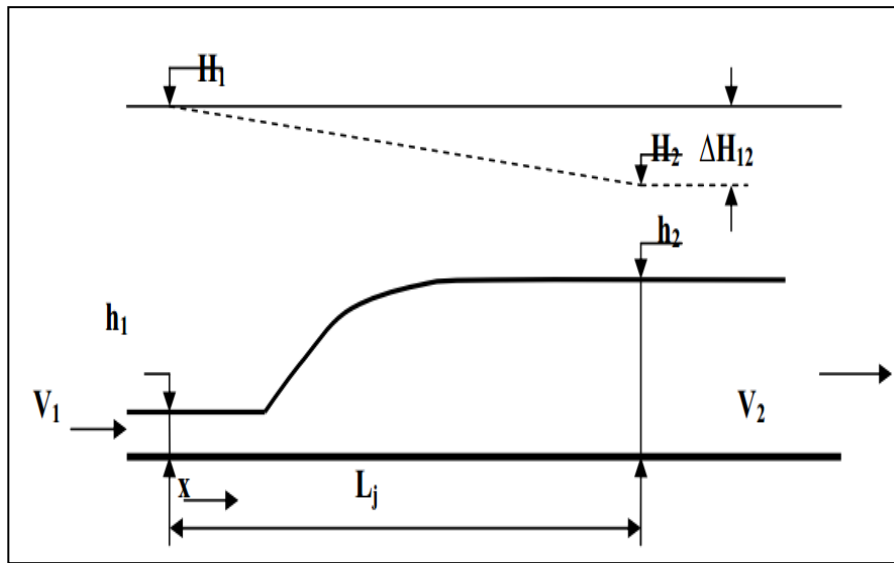


Figure (II.10) : Représentation de la Ligne de charge totale le long du ressaut classique

$\Delta H_{12} = H_1 - H_2$ produite par le ressaut en admettant que $Z_1 = Z_2$ (canal horizontal), (figure II.10), on obtient :

$$\Delta E_{1,2} = \Delta H_{1,2} = \left(\alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} + h_1 \right) - \left(\alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_2 \right) \quad (1.17)$$

D'où : la charge totale dans la section amont est :

$$H_1 = \left(\alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} + h_1 \right) \quad (1.18)$$

Et la charge totale dans la section aval est :

$$H_2 = \left(\alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_2 \right) \quad (1.19)$$

On désigne par : V_1 et V_2 les vitesses moyennes qui correspondent aux sections amont et aval du ressaut et le facteur de correction de l'énergie cinétique α est admis égale à l'unité.

Puisque l'écoulement est permanent l'équation de la quantité de mouvement nous donne :

$$Q = V_1.A_1 = V_2.A_2 \quad (1.20)$$

$$\text{Où : } A_1 = b. h_1$$

$$A_2 = b.h_2$$

Donc on introduisant la relation (1.20) dans (1.17) on obtient, tous calcul faits, l'expression classique de la perte de charge due au ressaut en canal rectangulaire de pente faible ou nul.

$$\Delta H_{1,2} = (h_1 - h_2) + \left(\frac{1}{h_1^2} - \frac{1}{h_2^2} \right) \cdot \frac{q^2}{2g} \quad (1.21)$$

$$\frac{q^2}{2g} = \frac{(h_1.h_2^2 + h_1^2.h_2)}{4} \quad (1.22)$$

On remplaçant la relation (1.20) dans (1.19) on obtient :

$$\Delta H_{1,2} = \frac{(h_2-h_1)^3}{(4h_2 \cdot h_1)} \quad (1.23)$$

Donc à partir de la relation (1.23) on peut conclure que la perte de charge due au ressaut classique ne dépend que des hauteurs conjuguées. La capacité de dissipation du ressaut est représentée par n :

$$n = \frac{\Delta H_{1,2}}{H_1} = \frac{(H_1-H_2)}{H_1} = 1 - \frac{H_2}{H_1} \quad (1.24)$$

Le rapport $\frac{H_2}{H_1}$ est appelé efficacité du ressaut. donc pour déterminer les charge totale

Tenant compte de la relation (1.7) du nombre de Froude on obtiendra :

$$H_1 = h_1 \cdot \left[1 + \frac{F_1^2}{2} \right] \quad (1.25)$$

$$H_2 = h_1 \cdot \left[Y + \frac{F_1^2}{2Y^2} \right] \quad (1.26)$$

Où Y est le rapport des hauteurs conjuguées du ressaut classique défini par la relation (1.8) de Bélanger (1828).

En remplaçant (1.25) et (1.26) dans l'expression du rendement du ressaut (1.24) on obtiendra

$$\eta = 1 - \left[\frac{\left(Y + \frac{F_1^2}{24} \right)}{\left(1 + \frac{F_1^2}{2} \right)} \right] \quad (1.27)$$

Pour un nombre de Froude $F_1 > 2$ le rendement du ressaut est déterminé par :

$$\eta = \left[1 - \frac{\sqrt{2}}{F_1} \right]^2 \quad (1.28)$$

Les relations (1.27) et (1.28) sont représentées graphiquement sur un système des coordonnées cartésiennes, illustrés par la figure (II.11).

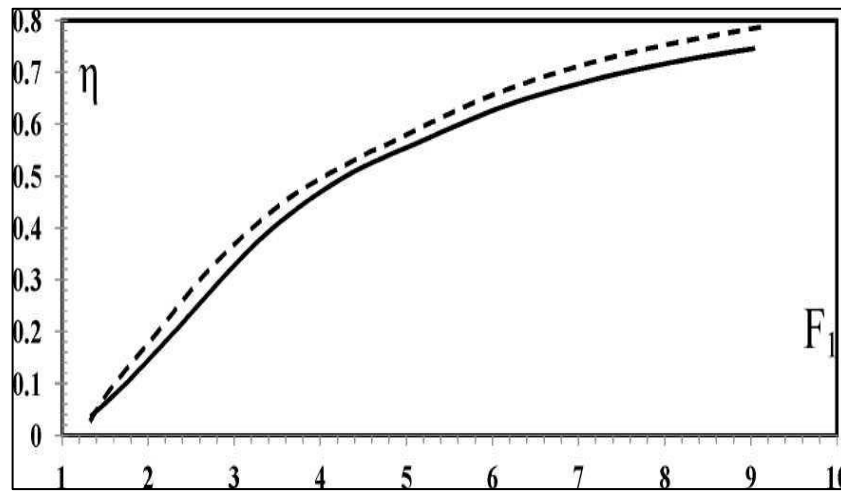


Figure (II.11) : Rendement η du ressaut classique en fonction du nombre de Froude F_1

(—) Courbe tracée selon la relation (1.27), (----) courbe tracée selon la relation (1.28).

D'après l'analyse de la courbe $\eta = f(F_1)$, il a été constaté que le rendement η du ressaut classique est supérieur à 50 % pour une valeur de nombre de Froude $F_1 > 5.1$ et que les rendements calculés par l'application de la relation (1.28) sont légèrement supérieurs à ceux obtenus par la relation exacte (1.27) d'autre part, l'écart maximum observé peut atteindre les 2%

II-2 Types de déversoirs en crête des coursiers en marches d'escalier

Il existe deux grandes catégories de déversoirs en crête des barrages, à savoir les déversoirs vannés, fonctionnant en charge (le plus souvent) et les déversoirs libres, fonctionnant à surface libre. Aujourd'hui, on trouve essentiellement deux grands types de déversoirs libres en crête des coursiers en marches d'escalier.

Le plus répandu est le seuil libre standard (Creager). Il s'agit d'un déversoir dont le profil correspond à celui de la face inférieure de la lame se développant au-dessus d'un seuil mince. Étant donné que ce dernier présente à charge donnée une meilleure débitance qu'un seuil épais, l'objectif est de réaliser un seuil mince tout en tenant compte des contraintes structurelles, c'est-à-dire de la résistance de l'ouvrage. Cette différence entre seuil mince et seuil épais se traduit au niveau de la valeur du coefficient de débit C_d qui est de $2/3$ pour le premier alors qu'il n'est que de 0,385 pour le second. La géométrie d'un déversoir standard est définie pour un débit et une charge de dimensionnement H_d donnés. Lors de leur dimensionnement, le rapport entre la charge H et la charge de dimensionnement H_d doit être limité à un maximum imposé par deux contraintes : la séparation de l'écoulement du déversoir (possible surélévation importante du plan d'eau) et la sous-pression aux environs de la crête du déversoir (éviter les risques de dommage par cavitation) - (Hager & Schleiss, 2009). La Figure (II.12) montre l'exemple du barrage de Petit-Saut sur le fleuve Sinnamary (Guyane française), combinant un déversoir libre standard et

un coursier en marches d'escalier.



Figure (II.12) : barrage de Petit-Saut sur le fleuve Sinnamary (Guyane française), combinant un déversoir libre standard et un coursier en marches d'escalier – (site : <http://webtice.acguyane.fr>).

Une alternative aux déversoirs libres standards, qui connaît un développement important ces dernières années, est d'utiliser des déversoirs non rectilignes. Le but principal de ces derniers est d'augmenter la longueur de déversement tout en limitant l'emprise de l'ouvrage. Deux des ouvrages qui appartiennent à cette catégorie sont les déversoirs en labyrinthe et les déversoirs en touches de piano, souvent appelés PKW (Piano Key Weir).

L'aspect historique ainsi que le développement de ces déversoirs non rectilignes ont été abordés au chapitre précédent. À ce stade, nous montrons simplement à la Figure (II.13) des photos de réalisations conçues à l'aide de ce type de déversoir.



Figure (II.13) : photo supérieure : déversoir en labyrinthe du barrage de Song Mong (Vitenam) & photo inférieure : déversoir en touches de piano du barrage de l'Etroit (France) – (banque de photos du HECE).

II-3. Bassin de dissipation d'énergie :

Un bassin de dissipation appelé aussi fosse de dissipation ou bassin d'amortissement est un ouvrage ou parfois une configuration naturelle dans laquelle plonge une chute d'eau après un déversoir, un seuil, ou une chute à l'intérieur d'une canalisation. On parle également de bassin de tranquillisation.

Il est construit en vue de dissiper l'énergie de l'eau et d'éviter l'usure, l'érosion ou la destruction qu'elle pourrait provoquer à l'ouvrage ou à son environnement.

II-3.1 Bassins de dissipation par ressaut hydraulique

a) Bassin à plan rectangulaire et fond horizontal

Ces bassins auront les dimensions nécessaires pour confiner le ressaut formé dans les limites du débit de dimensionnement. Il convient d'en vérifier le comportement pour les débits inférieurs au débit de dimensionnement.

La hauteur des murs latéraux est fonction des caractéristiques du ressaut, en particulier des oscillations de la surface libre. Comme ordre de grandeur de la marge de sécurité à adopter, on pourra prendre la valeur $0,25 h$. Ce type de bassins est utilisé pour des chutes supérieures à 60 mètres et pour des débits par unité de largeur $q > 45 \text{ m}^2/\text{s}$. Le degré de submersion du ressaut, dans ce type de bassin, donné par l'équation 6.44, devra avoir la valeur 0,1. Le ressaut est très sensible à l'abaissement des niveaux aval qui ne pourront en aucun cas être inférieurs au niveau conjugué du ressaut.

Pour aider à la localisation du ressaut, on a recours à divers dispositifs; nous en décrivons quelques-uns ci-dessous:

a-1) Bassin avec blocs de chute et seuil dentelé (Bassin type II USBR)

À utiliser pour des chutes inférieures à 65 m et des débits, par unité de largeur inférieure à $45 \text{ m}^2/\text{s}$ figure (II.13).

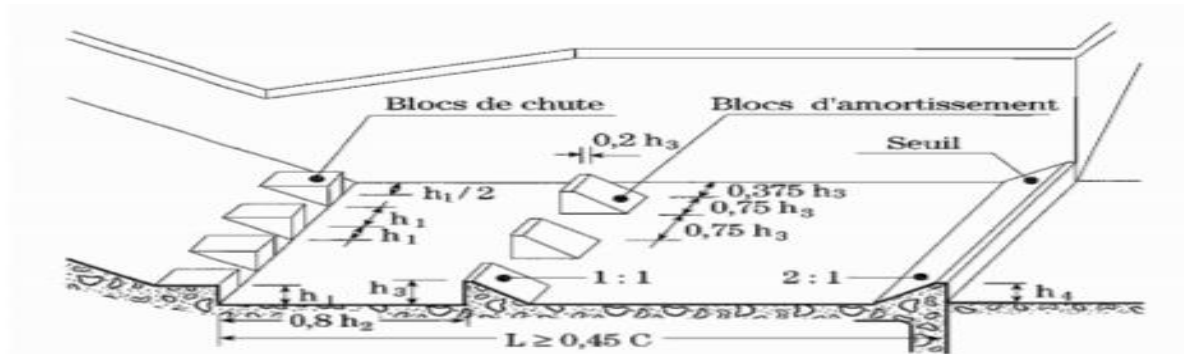


Figure (II.14) Détails d'un bassin d'amortissement avec blocs de chute et blocs d'amortissement

Grâce à ce procédé, on peut réduire jusqu'à 70 % la longueur du bassin, par rapport à celle d'un bassin simple. Toutefois, il ne faut jamais les adopter pour une valeur de $F_{r1} < 4,5$.

Le dimensionnement est effectué conformément à la figure II.14, où h_1 représente la profondeur d'eau; F_1 le nombre de Froude correspondant au régime torrentiel immédiatement en amont du bassin; et h_2 , la profondeur conjuguée du ressaut en aval, donnée par les formules ou par l'abaque.

On recommande un degré de submersion du ressaut égal à 0,15 au minimum, autrement dit, la profondeur d'eau en aval devra être supérieure à $1,05h$.

La longueur L du bassin peut être égale à 0,7 fois la longueur C , du ressaut, s'il n'y a ni blocs, ni seuil. Les blocs d'amortissement peuvent être utilisés pour de plus grandes chutes, si l'on modifie leur configuration et leur écartement. (BAKMETEFF, RA. 1932)

a-2) Bassin avec blocs de chute, blocs d'amortissement et seuil terminal continu (Bassin type III USBR)

On utilise ce type de bassins, quand, en amont du ressaut, on a $V_1 < 18$ m/s et $q < 18$ m²/s. Pour des vitesses supérieures, la cavitation pourra se produire sur les blocs d'amortissement, placés comme il est indiqué sur la figure (II.15)

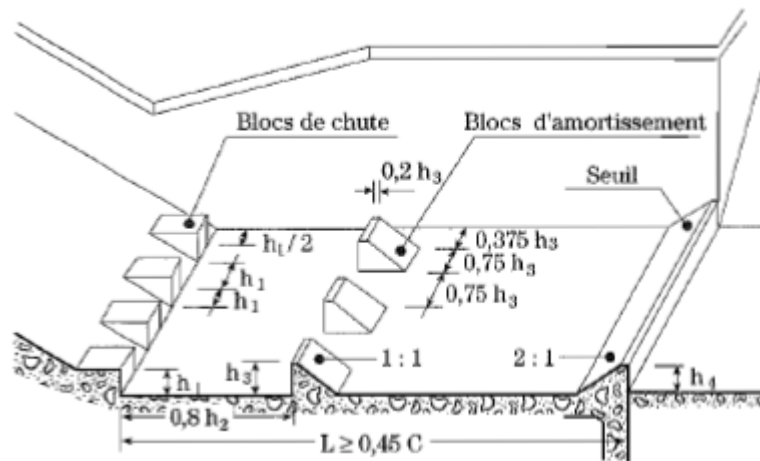


Figure (II.15) Détails d'un bassin d'amortissement avec blocs de chute et blocs d'amortissement

Les blocs d'amortissement peuvent être utilisés pour de plus grandes chutes, si l'on modifie leur configuration et leur écartement.

Cette solution permet de réduire jusqu'à 45 % la longueur du bassin par rapport à un bassin simple. On ne peut l'utiliser pour $F_1 < 4,5$.

Le niveau minimum, en aval, compatible avec la fixation du ressaut, est celui qui correspond à $0,83h_2$ (LEMOS, F. 1978)

a-3) Bassin avec déflecteurs et seuil terminal continu (Bassin type IV USBR)

Ces bassins sont spécialement indiqués dans le cas où le ressaut est oscillant, ce qui arrive quand le nombre de Froude dans la section de la première profondeur conjuguée est compris entre 2,5 et 4,5. Leur efficacité dans les limites de ces valeurs du nombre de Fraude réside dans l'action des déflecteurs qui atténuent d'une manière significative les ondulations.

Leur dimensionnement est effectué conformément à figure (II.16)

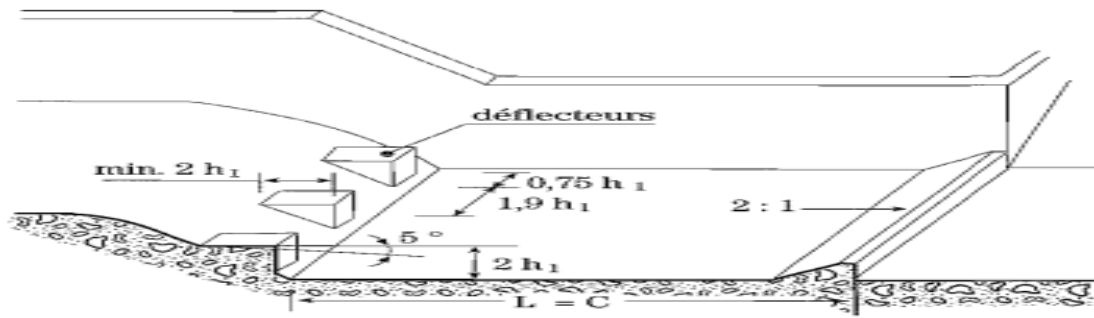


Figure (II.16) Détails d'un bassin d'amortissement avec déflecteurs

La longueur L de la structure sera égale à celle qui a été définie pour le bassin rectangulaire simple: $L = C$.

Le degré de submersion du ressaut sera de 0,1.

b) Bassin à plan rectangulaire, murs verticaux et fond incliné

Pour le calcul des dimensions de bassins de dissipation de ce type, il faut tenir compte des considérations formulées précédemment. On a toujours intérêt, à installer, à l'extrémité du bassin, un seuil triangulaire continu, d'une hauteur de l'ordre de 0,05 à 0,10 h_2 et avec parement d'amont incliné de 3/1 à 2/1. (LENCASTRE .A)

II-3.2 Bassin de dissipation par rouleau (roller bucket)

a) Caractéristiques générales

Lorsque le niveau d'eau, en aval, est substantiellement plus élevé que le niveau conjugué du ressaut qui se formerait dans un bassin de dissipation avec fond sensiblement à la cote du lit, ressaut submergé, il est recommandé d'utiliser des structures de dissipation du type "bucket" submergé.

Deux types de "buckets" submergés ont été fréquemment adoptés: solides Figure (II.17a) et avec déflecteurs Figure (II.17b)

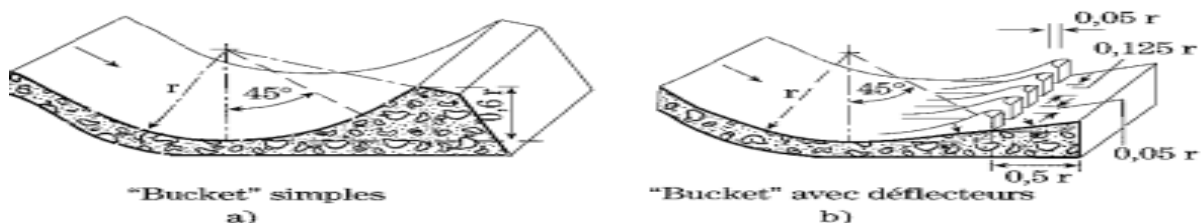


Figure (II.17) Schéma de saut de ski (Bucket) avec et sans déflecteurs

Dans les "buckets" solides, l'écoulement à la sortie de la lèvre est entièrement dirigé vers le haut, et forme à la surface de l'eau un matelas et deux rouleaux, l'un situé sur le "bucket" et l'autre immédiatement en aval, près du lit.

Dans les "buckets" avec déflecteurs, l'écoulement, à la sortie, est en partie dirigé vers le haut par les déflecteurs ; il passe en partie entre les déflecteurs et est dirigé davantage horizontalement que vers le haut. On obtient ainsi une grande dispersion de l'écoulement.

Pour des niveaux en aval assez bas, il peut se produire l'éjection du rouleau.

Nous appellerons niveau d'éjection, N_E , le niveau à partir duquel le rouleau commence à être éjecté. Pour des niveaux d'aval exagérés, les "buckets" fonctionnent mal et produisent des érosions près de la fondation de la structure. (LENCASTRE .A)

b) Dimensionnement

Connaissant la valeur du nombre de Froude, en amont $F_{r1} = U_1 / \sqrt{gh}$ on détermine le rayon minimum r . À partir de r , on détermine les niveaux maximum et minimum admissibles, N_{max} et N_{min} et le niveau d'éjection, N_e .

Soulignons que ces niveaux sont mesurés par rapport au fond du "bucket" et non par rapport au lit du fleuve.

Si le niveau naturel est supérieur au N_{max} ou inférieur au N_{min} , il faudra modifier la valeur du rayon r .

La différence entre N_{min} et N_e , donne une idée de la sécurité obtenue, en ce qui concerne l'éjection.

Tous les résultats indiqués sont valables pour des "buckets" ayant les caractéristiques géométriques indiquées sur la Figure (II.17) (LENCASTRE .A)

II-3.3 Macrorugosités :

Le type de structure le plus fréquemment adopté est celui qui correspond à la macrorugosité à blocs. Leur emploi est limité à de faibles débits par unité de largeur et aux régions où il ne se forme pas de glace et où on ne prévoit pas la présence de corps flottants.

La possibilité de cavitation sur les blocs impose une limitation du débit maximum admissible.

Le calcul des dimensions des structures d'amortissement par macrorugosité à blocs est effectué conformément au schéma de la (figure II.18). Le débit déversé par unité de largeur (q) ne doit pas dépasser $5,6 \text{ m}^2/\text{s}$, et la vitesse d'amenée U_a , doit être inférieure à la vitesse du régime critique:

$$q < 5,6 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$U_a \leq \sqrt[3]{gq}$$

Les conditions optimales de fonctionnement correspondent à :

$$U_a = 0,5 \sqrt[3]{gq}$$

La hauteur minimale des blocs (a) doit être sensiblement égale à $0,8 h_e = 0,8 \sqrt[3]{g^2/q}$. Sur la figure (II.18) sont indiqués les éléments relatifs aux autres dimensions des blocs et à leur écartement.

La valeur du débit déversé, bien que sur de courtes périodes, a été deux fois supérieure à la limite établie.

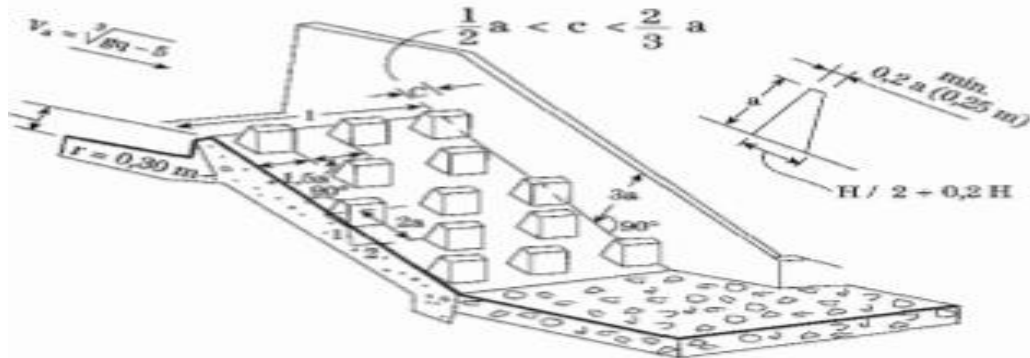


Figure (II.18) Schéma d'un dissipateur d'énergie de type macrorigosité

Conclusion :

Ce chapitre a eu but de présenter un état des connaissances global sur le ressaut hydraulique des points de vues classification et des caractéristiques géométriques et hydrauliques (longueur du ressaut, la hauteur conjuguée etc.). Quelques relations du calcul du ressaut hydraulique ont été mentionnées pour plusieurs auteurs. Quelques types d'ouvrages de dissipation hydraulique ont été présentés.

Troisième chapitre

Perte de charge dans un écoulement à surface libre

Introduction :

La surface libre est l'interface entre l'air et l'eau. La pression à la surface libre est égale le plus souvent à la pression atmosphérique. En va étudié dans ce chapitre Perte de charge dans un écoulement à surface libre

III-1 Écoulement à surface libre :

Les écoulements dans les canaux naturels (fleuve, rivière, oued,...) et artificiels (irrigation assainissement) sont dans la plupart des cas des écoulements à surface libre. La surface libre est l'interface entre l'air et l'eau. La pression à la surface libre est égale le plus souvent à la pression atmosphérique. On peut définir les écoulements suivants la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace. (Degoutte)

III-1.1 Variabilité dans le temps :

Le mouvement est permanent si les vitesses U et la profondeur h restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Le mouvement est non permanent dans le cas contraire voir (figure III-1).

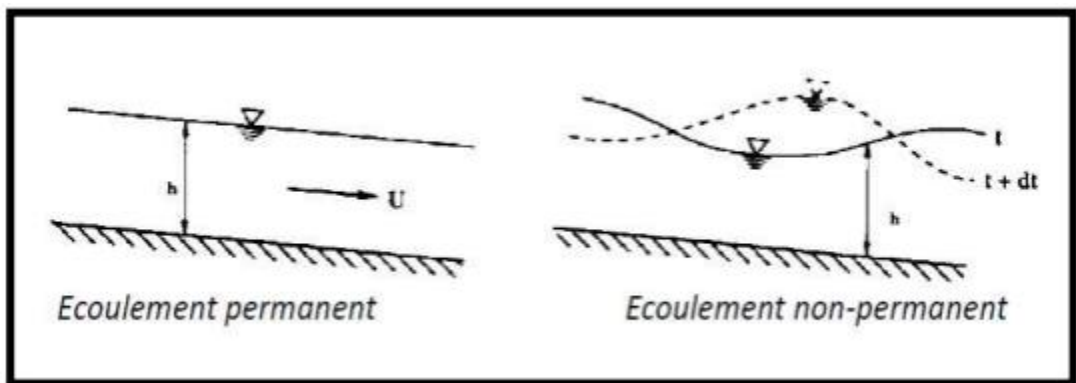


Figure III-1: Variabilité de l'écoulement dans le temps (Carlier, 1988).

III-2.1 Variabilité dans l'espace :

Le mouvement est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente du fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre. Le mouvement est non uniforme ou varié si les paramètres caractérisant l'écoulement changent d'une section à l'autre. La pente de la surface libre diffère de celle du fond voir (figure III-2).

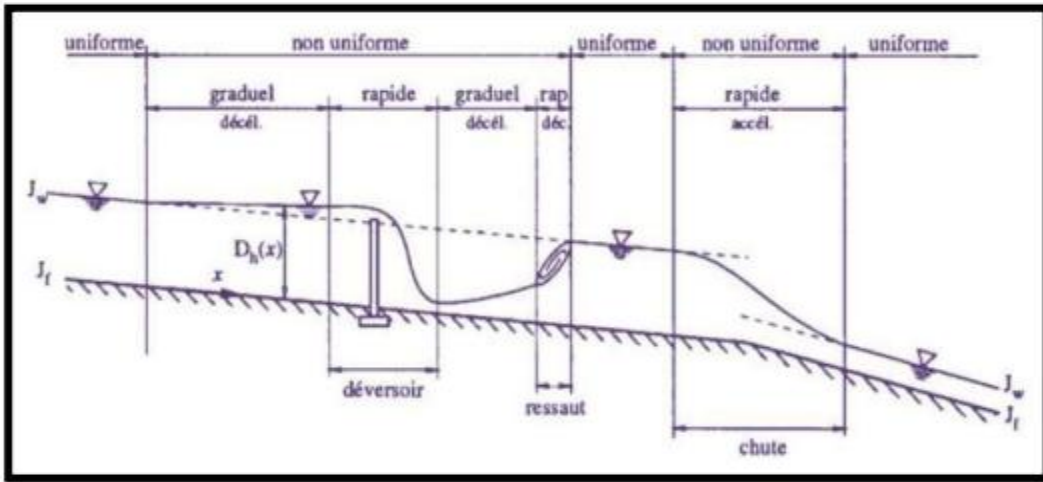


Figure III-2: Variabilité de l'écoulement dans l'espace (Carlier, 1988).

Si l'on considère un tronçon de canal à écoulement libre compris entre deux sections (1) et (2), on appelle charge spécifique voir (figure III-3), en un point quelconque de ce tronçon la valeur H telle que : (Dupont, 1979)

$$H_s = y + \alpha \frac{u^2}{2g} \dots \dots \dots (3.1)$$

où :

h : la mesure verticale de la hauteur du plan d'eau au-dessus du radier [m]

α : coefficient très légèrement supérieur 1 résultant de l'inégale répartition des vitesses

V : vitesse d'écoulement [m/s]

g : accélération de la pesanteur [m/s²]

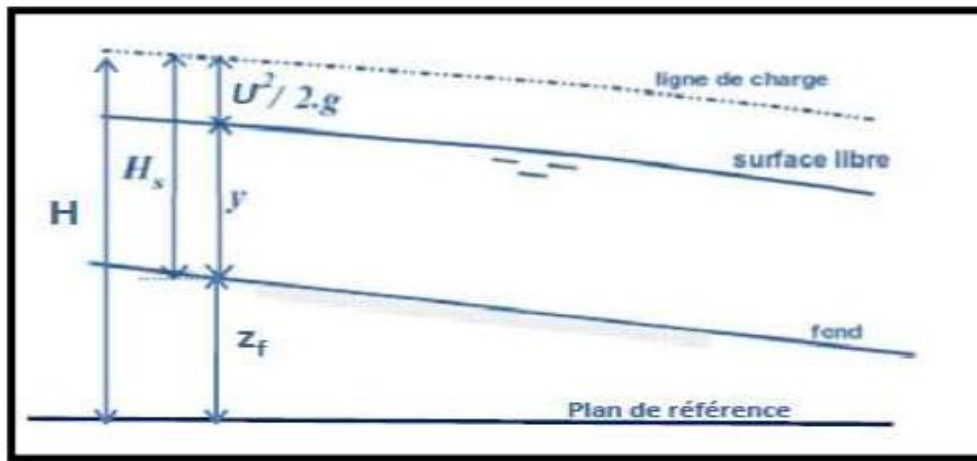


Figure III-3: Ligne de charge ; charge spécifique (Carlier, 1988)

Pour un écoulement uniforme, la hauteur du plan d'eau est dite hauteur normale.

Rayon hydraulique :

Il est défini comme étant le rapport de la surface mouillée S et du périmètre mouillé P de la section d'écoulement (Boillat & Pfister, 2013).

$$R_h = S / P \dots \dots \dots (3.2)$$

Rh: Rayon hydraulique [m].

S : Section mouillée [m²].

P : Périmètre mouillé [m].

Nombre de Froude :

Le nombre de Froude est un nombre sans dimension dont le carré représente le rapport de l'énergie cinétique du liquide en mouvement à l'énergie potentielle de la pesanteur. Il a un rôle tout à fait fondamental pour caractériser les écoulements (Degoutte). Il s'écrit selon la formule suivante :

$$F = \sqrt{Q^2 B / g S^3} \dots\dots (3.3)$$

avec :

Q : le débit évacué [m³/s] ;

B: largeur au miroir [m] ;

g : pesanteur [m/s²]

S : section mouillée [m²]

III-2.3 Régime d'écoulement :

*Lorsque $F=1$, le régime est dit critique donc $y=y_c$

*Lorsque $F<1$ (ou lorsque $y>y_c$) le régime est dit fluvial.

*Lorsque $F>1$ (ou lorsque $y<y_c$) le régime est dit torrentiel

Pour un nombre de Froude =1, la hauteur d'eau à cet instant est dite hauteur critique à partir de laquelle le régime d'écoulement transite du fluvial au torrentiel et vice versa (figure III-4).

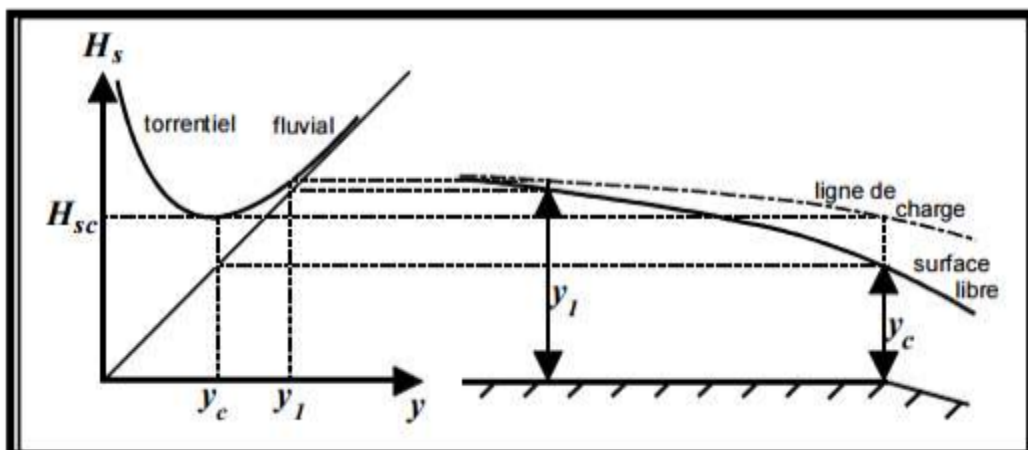


Figure III-4: Relation charge spécifique-tirant d'eau. (Degoutte)

III-2 Equation de Bernoulli :

Pour un fluide parfait, l'équation de Bernoulli peut s'écrire sous la forme hydraulique suivante (Carlier, 1988):

$$\frac{p}{\rho g} + z + \frac{\bar{v}^2}{2g} = cte \dots\dots\dots (3.4)$$

Ou :

$\frac{p}{\rho g}$: Pression [m.C.F]

Z : côte au sol [m]

V : vitesse d'écoulement [m/s]

g : accélération de la pesanteur [m/s²]

L'équation (3.4) de Bernoulli exprime la conservation de l'énergie mécanique du fluide par unité de poids le long d'une ligne de courant. Elle est aussi connue comme étant la constante de Bernoulli ou comme étant la charge hydraulique totale ou le potentiel hydraulique total. Les trois termes de gauche expriment respectivement hauteur de la pression statique, la position du point considéré et la hauteur de la vitesse. La somme du premier et second terme est appelée la hauteur piézométrique. L'interprétation graphique de l'expression (3.4) est illustrée par la (figure III-5), où la pression d'arrêt est enregistrée par un tube de Pitot et la pression statique par un piézomètre.

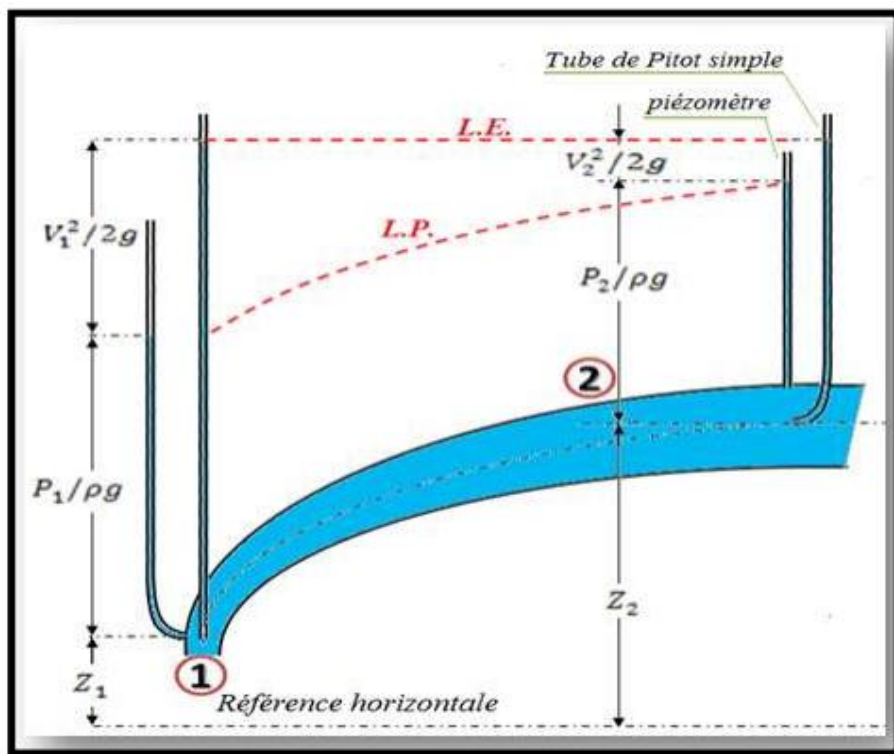


Figure III-5: Représentation graphique de l'équation de Bernoulli pour un fluide parfait.

L'application de l'équation (2.8) de Bernoulli entre les sections 1 et 2 s'écrit:

$$H = \frac{P_1}{\rho g} + z + \frac{\bar{v}_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\rho g} + z + \frac{\bar{v}_2^2}{2g} \dots \dots \dots (3.5)$$

L'équation de Bernoulli, équation (3.4), dérivée pour un écoulement parfait le long d'une ligne de courant peut être corrigée pour être appliquée à un fluide réel. En corrigeant l'énergie cinétique moyenne dans une section droite d'un écoulement réel par le coefficient dit coefficient de correction de l'énergie cinétique et en ajoutant à droite de l'équation (3.5) un terme h_f qui prend en considération l'énergie dissipée entre les sections 1 et 2 due aux frottements, on obtient l'expression suivante connue comme étant l'équation de Bernoulli modifiée ou bien l'équation d'énergie (Giles, 1982)

$$\frac{P_1}{\rho g} + z + \alpha \frac{\bar{v}_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\rho g} + z + \alpha \frac{\bar{v}_2^2}{2g} + h_f \dots \dots \dots (3.6)$$

où :

\bar{v}_1 et \bar{v}_2 : vitesses moyennes d'écoulement respectivement à la section 1 et 2 [m/s],

h_f : Perte de charge totale [m],

α : coefficient de correction de l'énergie cinétique.

III-3 Pertes de charge

En régime uniforme, la perte de charge i , par unité de poids écoulé est égale à la pente géométrique du canal.

En régime varié, comme le rayon hydraulique varie d'une section à l'autre, la perte de charge varie également. En régime graduellement varié, on admet que dans un tronçon assez court du canal, la valeur de i est égale à celle que l'on obtiendrait si ce canal s'écoulait en régime uniforme avec un tirant d'eau égal à celui de la section moyenne de ce tronçon.

Dans le cas du régime rapidement varié, l'inclinaison des trajectoires des diverses particules fait que l'écoulement est si éloigné du régime uniforme qu'il n'est plus possible d'appliquer ces formules. Il faut alors calculer la perte de charge totale entre les deux sections extrêmes.

III-3.1 Énergie par rapport à un plan horizontal de référence :

La charge E , ou énergie totale dans une section, par rapport à un plan horizontal de référence (énergie par unité de poids écoulé), est la somme de trois termes: la hauteur géométrique, la hauteur piézométrique et la hauteur cinétique.

$$H = z + h \cos \theta + \alpha \frac{u^2}{2g} = z + h + \alpha \frac{u^2}{2g} \dots\dots\dots (3.7)$$

La ligne de charge descend toujours dans le sens de l'écoulement entre deux sections, 1 et 2, la charge E subit une variation $\Delta E_{1,2} = E_1 - E_2$, correspondant aux pertes par frottement.

Dans le mouvement uniforme, la ligne de charge est rectiligne et parallèle à la surface libre et au fond voir (figure III-6). Si on représente par i l'inclinaison de la ligne de charge, par J l'inclinaison de la surface libre, et par I l'inclinaison du fond, on aura alors, en régime uniforme : $i = J = I$.

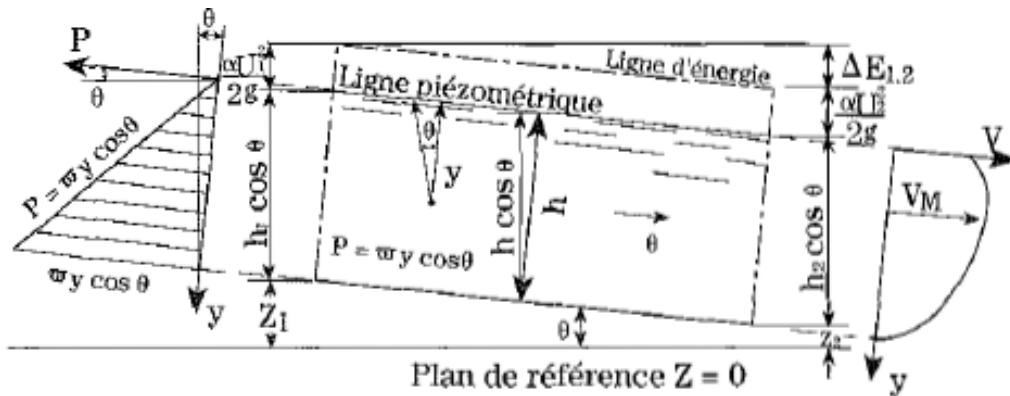


Figure III-6 Schéma d'un écoulement uniforme

Dans le mouvement graduellement varié, la ligne d'énergie est curviligne (voir fig. III -7).

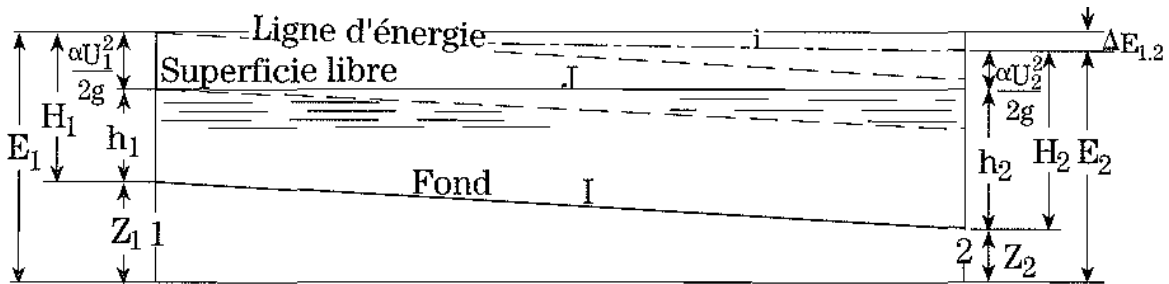


Figure III -7 Schéma d'un écoulement graduellement varié

Si les variations d'énergie cinétique sont négligeables par rapport aux variations de la profondeur d'eau, la ligne de charge et la surface libre sont sensiblement parallèles, et on peut considérer que la pente de la ligne de charge est approximativement égale à la pente de la surface libre: $i = j$

Conclusion :

La surface libre est l'interface entre l'air et l'eau. La pression à la surface libre est égale le plus souvent à la pression atmosphérique dans on a exprimé variabilité dans le temps, variabilité dans l'espace Régime d'écoulement, Pertes de charge et Énergie par rapport à un plan horizontal de référence

Deuxième Partie- Etude expérimentale

Premier Chapitre
Description de la
procédure
expérimentale

INTRODUCTION :

L'objectif essentiel de ce travail se rapporte à l'étude de la dissipation d'énergie à l'aval du Déversoir en Touches de Piano. Pour ce faire, quatre configurations de l'aval immédiat du PK-Weir ont été étudiées.

La première correspond à l'emplacement du PK-Weir dans un canal avec niveau du radier aval régulier sans aucune singularité. Le second cas correspond à l'installation du PK-Weir avec bassin de dissipation à l'aval immédiat de cet ouvrage. La troisième disposition correspond à l'installation du PK-Weir sur un socle à paroi aval inclinée semblable au parement aval d'un barrage poids et la dernière configuration correspond à l'installation du PK-Weir sur socle incliné en aval avec marches d'escalier. Pour atteindre le but tracé, quatre organisations expérimentales ont été réalisées

I-1 Description des modèles expérimentaux :

- **Variante 01:** Pour vérifier la capacité de dissipation d'énergie par la géométrie du PK-Weir une installation expérimentale a été réalisée. Cette dernière correspond à l'implantation du PK-Weir de largeur 100cm dans un canal de même largeur et de longueur 13m avec un radier horizontal et de même niveau en amont et en aval du PK-Weir (figure....).

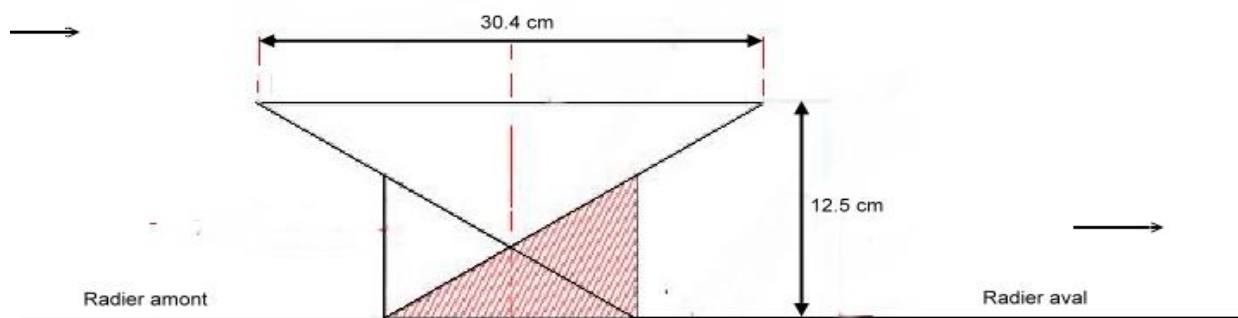


Figure I-1: Schéma d'implantation PK-Weir sans aucune singularité à l'aval

- **Variante 02 :** Pour vérifier l'apport du bassin d'amortissement dans la dissipation d'énergie, un bassin d'une longueur de 100cm et de profondeur 5cm a été réalisé à l'aval immédiat de la sortie du PK-Weir. (figure I-1)

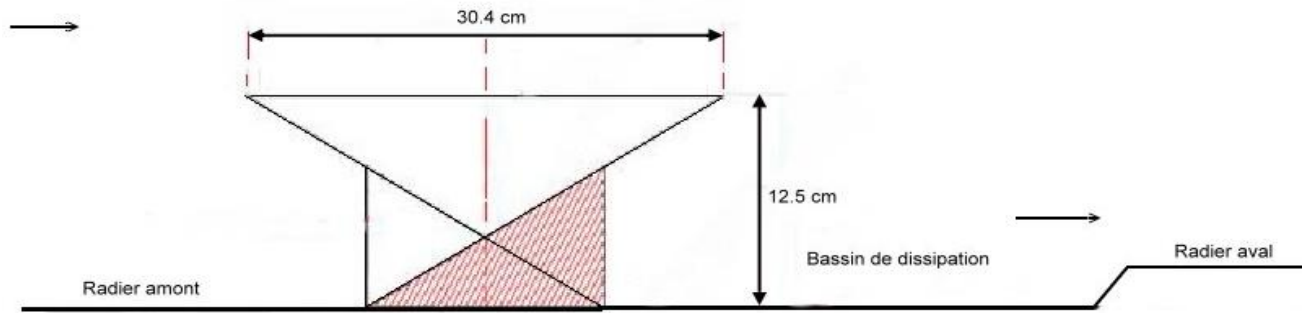


Figure I-2 : Schéma d'implantation du PK-Weir avec bassin de dissipation à l'aval immédiat du PK-Weir

- **Variante 03** : Cette variante simule l'installation du PK-Weir sur un barrage en BCR ou en béton avec parement aval incliné. Ainsi, le modèle de PK-Weir a été installé sur un socle à parement amont vertical et à parement aval incliné. La hauteur du socle est de 20 cm et celle du PK-Weir est de 12,6 cm. (figure I-2)

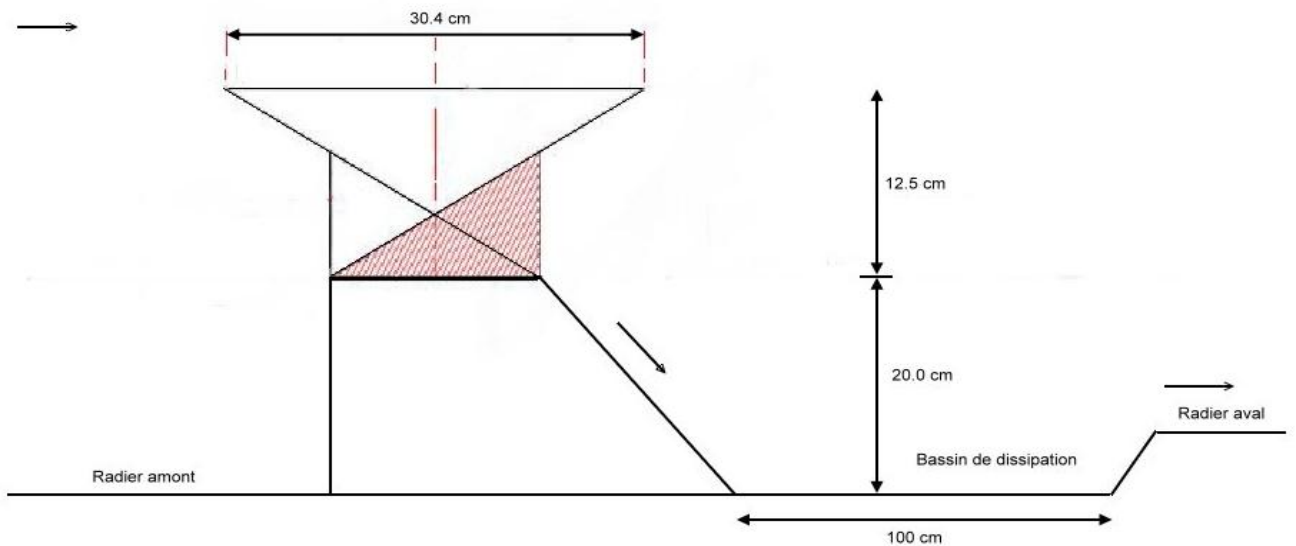


Figure I-3 : Schéma d'implantation du PK-Weir sur socle avec parement aval incliné et bassin de dissipation à l'aval

- **Variante 04** : Pour vérifier l'apport des marches d'escalier sur la dissipation d'énergie le parement aval de la variante précédente a été réalisé en marches d'escalier de dimensions 2 x 2 cm chacune. (figure I-4)

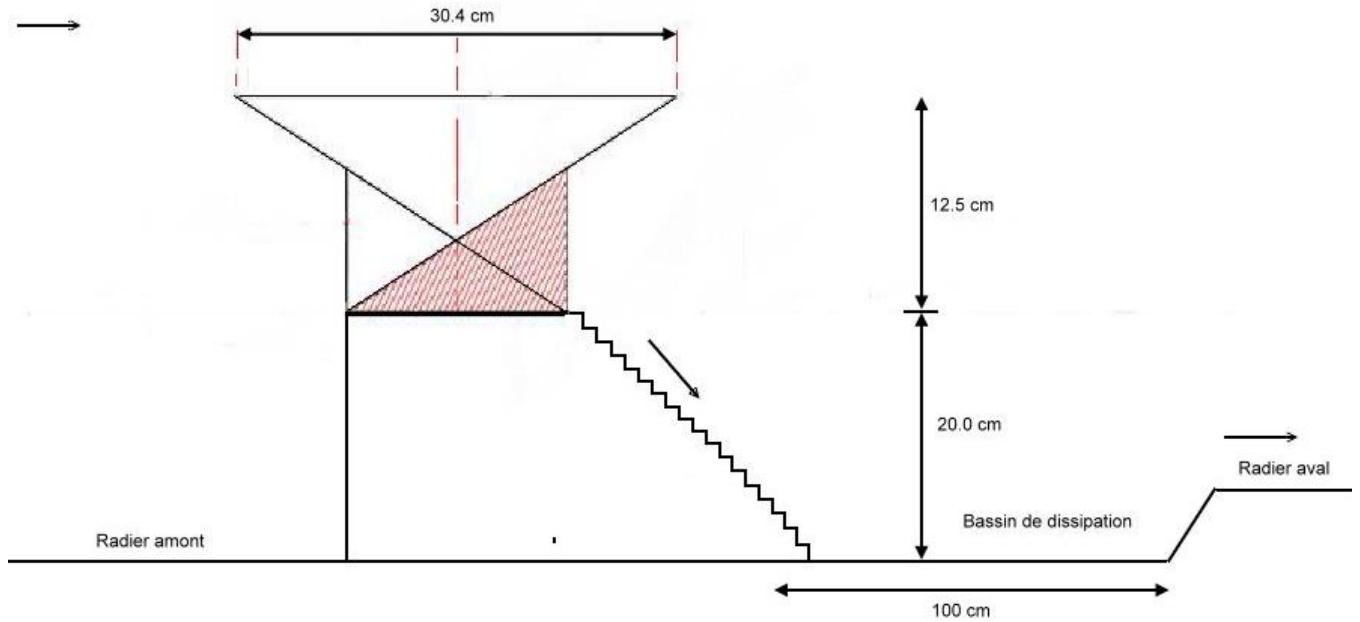


Figure I-4: Schéma d'implantation du PK-Weir sur socle avec parement aval en marches d'escalier et bassin de dissipation à l'aval

I-2. Description du modèle de base d'expérimentation :

Les essais expérimentaux ont été réalisés au Laboratoire Aménagements Hydrauliques et Environnement à l'Université de Biskra à la station d'expérimentation des modèles réduits physiques.



Figure I-5 : Vue d'ensemble de la station d'expérimentation des modèles réduits

Le dispositif expérimental est constitué d'un canal à ciel ouvert permettant de simuler les écoulements dans les cours d'eau en amont et en aval des ouvrages hydrauliques avec et sans contraction latérale. Ce dispositif expérimental a été dimensionnée dans le but de permettre la

réalisation des essais sur des modèles réduits des évacuateurs de crues et autres ouvrages hydrauliques à une échelle suffisamment acceptable

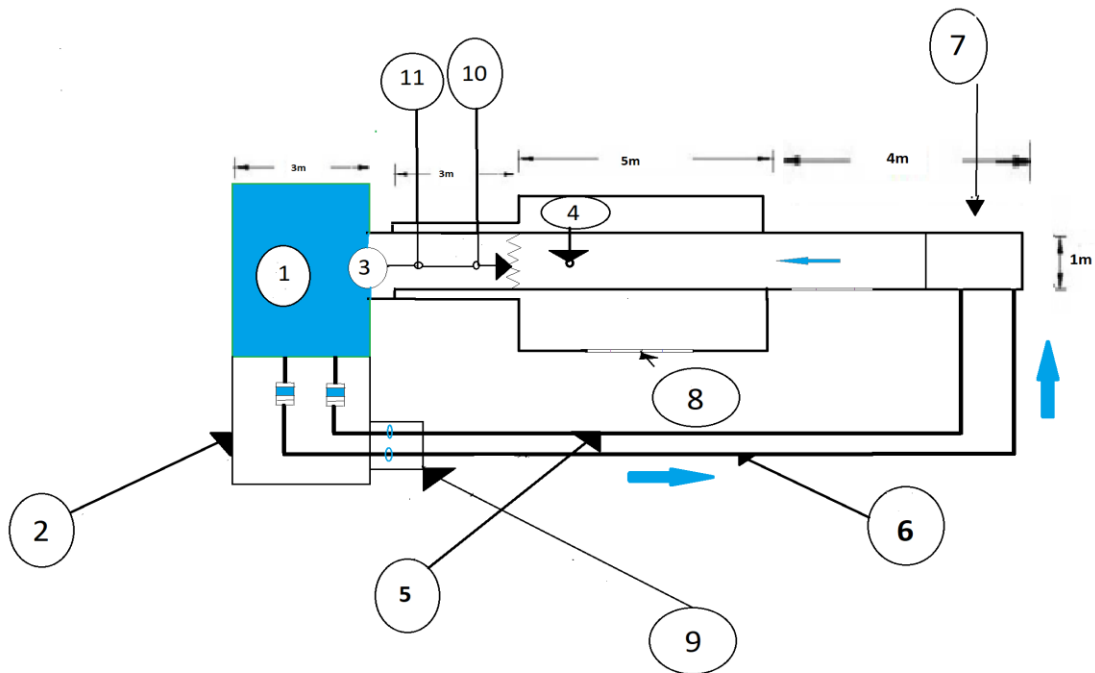


Figure I-6 : Schéma de la station d'expérimentation. (Vue en plan)

- 1- Salle de pompage
- 2- Section d'essai
- 3- Détecteur de niveau à ultrason amont
- 4- Débitmètre à ultrasons
- 5- Débitmètre électromagnétique
- 6- Système de tranquillisation de l'écoulement
- 7- Vitres en verre
- 8- Vannes
- 9- Détecteur de niveau à ultrason aval 1
- 10- Détecteur de niveau à ultrason aval 2

Les essais expérimentaux ont été réalisés dans un canal de même largeur que les modèles testés, c'est à dire dans des conditions sans contraction latérale. Le canal d'essai de section rectangulaire se caractérise par une largeur de 1,0 m, une longueur de 13m et une hauteur de 0.75m. Des vitres en verre sont insérées dans les parois latérales pour la visualisation de l'écoulement.

Le canal est alimenté par deux pompes qui débitent 160 l/s au maximum. Le système est équipé de deux vannes qui permettent d'effectuer des essais avec une large gamme de débit (de 30 l/s à 160 l/s). Le canal est équipé d'un réseau de prise de pression, et d'une vanne wagon de réglage

du niveau d'eau dans le canal. Un système de tranquillisation de l'écoulement est installé à l'entrée du canal, équipé d'une grille métallique et d'un mur en briques

I-3. Instrumentation de mesure :

Généralement le débit de transite (Q) et la charge sur le seuil (H) qui exprime l'écoulement sur un déversoir, cette dernière correspond à la somme de la charge piézométrique et la charge cinétique. Le débit et la charge piézométrique peuvent être mesurés directement par l'appareillage de mesure disponible et la charge cinétique peut être déduite directement du débit et de la section de l'écoulement en amont.

I-3.1 Mesure de la profondeur d'eau

Les profondeurs d'eau sont mesurées par une série de détecteurs de niveau à ultrason qui ont l'avantage d'être installés à l'extérieur de la zone d'écoulement et d'avoir une bonne précision.

➤ Détecteur de niveau à ultrason :

Le capteur de l'appareil transmet des impulsions ultrasoniques en direction de la surface libre de l'eau. Là, elles sont réfléchies et reçues par le capteur. L'appareil mesure le temps entre l'émission et la réception des impulsions. L'appareil utilise le temps (et la vitesse du son) pour calculer la distance entre la membrane du capteur et la surface du produit.

Pour déterminer la profondeur d'eau on utilise trois détecteurs de niveau de type PROSONIC FMU30 placé dans le canal, l'un en amont se trouvant à une distance d'un mètre par rapport au seuil du déversoir et deux détecteurs de niveau à l'aval le premier est installé à une distance de (50cm) par rapport à l'extrémité aval du déversoir et le second à une de un mètre à l'aval du premier. Le tout est raccordé à un PC par le biais du convertisseur Commubox FXA 191. Un logiciel (Readwin 200) permet l'enregistrement et le traitement des données.



Figure I-7 : Capteur du niveau à ultrason Prosonic FMU30

➤ **Mesure des débits**

Le débit qui transite par le modèle de déversoir doit être connu instantanément pour avoir des résultats fiables. A cet effet, les débits sont mesurés par un débitmètre à ultrason de type Prosonic Flowmeter et par un Débitmètre électromagnétique, les deux raccordés au PC par le biais de Commubox FXA 191 et le logiciel (Readwin 200) qui permettent l'enregistrement et le traitement des données.

Le débitmètre à ultrason est constitué de deux parties distinctes :

- Deux sondes identiques (transducteurs), fixées par une chaînette sur la conduite d'alimentation du système, les deux sondes jouent le rôle d'émetteur et de récepteur des ondes ultrasonores.
- Un transmetteur à écran en cristaux liquides qui permet l'affichage de débit passant dans la conduite d'alimentation. L'appareil permet aussi l'affichage de la vitesse moyenne de l'écoulement dans la conduite d'alimentation.



Figure I-8 : Débitmètre à ultrason Flowmeter 93W



Figure I-9: Débitmètre électromagnétique

Le principe de débitmètre électromagnétique est : le liquide traversant le capteur qui correspond au conducteur. La tension induite, proportionnelle à la vitesse de passage est transmise à l'amplificateur par deux électrodes de mesure. Le débit volumique est calculé par le biais de la section de tube. Le champ magnétique est engendré par un courant continu alterné.

I-3.2 Procédure Expérimentale :

Principaux procédure expérimentale s'effectue en trois phases :

- ✓ Installation et calage du modèle réduit dans la section d'essai
- ✓ Vérification du bon fonctionnement des instruments de mesure et de l'ensemble du système expérimental.
- ✓ Démarrage des essais par l'amorçage de la pompe et les mesures de débit et de la profondeur d'eau.

La préparation des essais commence par l'installation du modèle, l'étanchéisation des joints et la vérification de l'horizontalité le long de la crête du modèle. Cette phase est suivie de l'amorçage de la pompe en laissant l'eau s'écouler dans le système expérimental jusqu'à déversement par-dessus le modèle à expérimenté, on procède ensuite à l'arrêt de la pompe.

Quand l'eau s'arrête de s'écouler par-dessus la crête du déversoir à expérimenter en prend la lecture sur les piézomètres pour connaître le niveau du seuil.

Après cette étape, en fait fonctionné la pompe à un débit donné par manipulation de la vanne, après quelques minutes l'écoulement se stabilise, ainsi on procède à la lecture des

profondeurs d'eau et du débit. Cette opération se répète chaque fois qu'en modifie le débit par manipulation de la vanne. On obtient ainsi, une série de couple des valeurs des débits et des profondeurs d'eau correspondantes. Ce mode opératoire est appliqué pour chaque méthode de dissipation utilisée.

Conclusion :

Dan ce chapitre en exprimé description des modèles expérimentaux, description du modèle de base d'expérimentation mesure, instrumentation de mesure et en fin on a expliqué la procédure expérimentale.

Deuxième Chapitre

Résultats et discussion

II-1. Support théorique pour l'analyse des résultats

L'interprétation des résultats nécessite l'utilisation d'un certain nombre de relations théoriques qui régissent l'écoulement sur les déversoirs.

La charge totale sur le déversoir H correspond à la somme de la charge piézométrique h et la charge cinétique $v^2/2g$

$$H = h + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{II-1})$$

Ou :

- H : Charge totale sur le seuil du déversoir (m) ;
- h : Charge piézométrique mesurée (m) ;
- V : Vitesse moyenne en amont de la section d'essai m/s .
- g : Accélération de la pesanteur m/s⁻²

Le coefficient de débit peut être déterminé à partir de la relation de (Poleni)

$$Q = C_w W_t H \sqrt{2gH} \quad (\text{II-2})$$

$$C_w = \frac{Q}{W_t \sqrt{2gH}^{3/2}} \quad (\text{II-3})$$

Ou :

- C_w : Coefficient de débit du déversoir testé ;
- W_t : Largeur totale du déversoir (m) ;

La perte de charge est déterminée par la relation de Bernoulli appliquée entre une section en amont du déversoir et une section à l'aval du déversoir :

$$H = Z_{am} + h_{am} + \frac{V_{am}^2}{2g} = Z_{av} + h_{av} + \frac{V_{av}^2}{2g} + \Delta H_{am-av} \quad (\text{II-4})$$

Avec,

- H : Energie totale amont ;
- Z_{am} : Niveau du radier du canal amont par rapport au plan de référence ;
- h_{am} : Hauteur d'eau en amont du déversoir ;
- V_{am} : Vitesse d'écoulement amont ;
- g : Accélération de la pesanteur ;
- Z_{av} : Niveau du radier du canal aval par rapport au plan de référence ;
- h_{av} : Hauteur d'eau en aval du déversoir ;
- V_{av} : Vitesse d'écoulement aval ;
- ΔH_{am-av} : Perte de charge entre les deux sections amont et aval.

Donc,

$$\Delta H_{am-av} = (Z_{am} + h_{am} + \frac{V_{am}^2}{2g}) - (Z_{av} + h_{av} + \frac{V_{av}^2}{2g}) \quad (\text{II-5})$$

Etant donné que le canal utilise pour l'expérimentation possède un radier horizontal, alors:

$$Z_{am} = Z_{av}$$

La relation (II-5) devient :

$$\Delta H_{am-av} = h_{am} + \frac{v_{am}^2}{2g} - h_{av} - \frac{v_{av}^2}{2g} \quad (II-5)$$

La perte de charge peut être aussi exprimée en pourcentage par rapport à l'énergie totale initiale.

$$\Delta H_{(am-av)} \% = \frac{\Delta H_{am-av}}{H_{am}} \quad (II-6)$$

II-2 Analyse des résultats

II-2.1 Etude de la perte de charge à l'aval d'un PK-Weir installé dans un canal simulant le cas d'un barrage déversoir.

Le PK-Weir peut être installé directement sur le lit d'un cours d'eau naturel comme barrage déversoir dans des buts multiples tels que, la surélévation du plan d'eau, la régulation de l'écoulement ou le stockage de l'eau.



Figure.II-1 : Implantation de PK-Weir sur le radier du canal (a)sans et (b) avec bassin de dissipation

Dans ces conditions la hauteur de chute dépend de la hauteur du PK-Weir et de la charge d'eau sur sa crête. Dans ce cas deux cas de dissipation d'énergie peuvent se présenter. La première correspond à la dissipation d'énergie par la forme du PK-Weir lui-même et la seconde par la conception d'un bassin de dissipation d'énergie à la sortie immédiate du PK-Weir. Ainsi ces deux cas on fait l'objet d'une partie de cette étude expérimentale.

Les résultats obtenus sur ces deux cas (PK-Weir sur radier sans bassin de dissipation et PK-Weir sur radier avec bassin de dissipation) ont été représenté graphiquement pour mieux montrer l'effet de chaque disposition sur la dissipation d'énergie en aval.

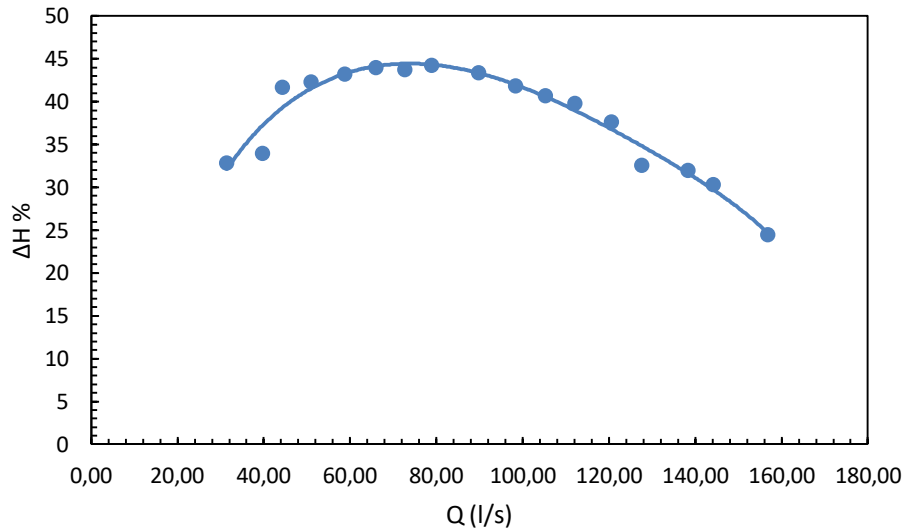


Figure.II-2: Courbe de la perte de charge en fonction du débit pour le cas du PK-Weir sur le radier du canal sans bassin de dissipation

Le graphique (II-2) montre que la perte de charge maximale due à la géométrie du PK-Weir atteint environ 45% de la charge totale ; elle varie de 30% à 40% pour les débits relativement faibles et atteint les 45% pour les débits moyens, cependant cette valeur décroît jusqu'à 25% pour les grands débits. Ceci fait croire que la géométrie du PK-Weir ne participe à la dissipation de l'énergie que faiblement pour les faibles débits et quand le débit prend des grandes valeurs.

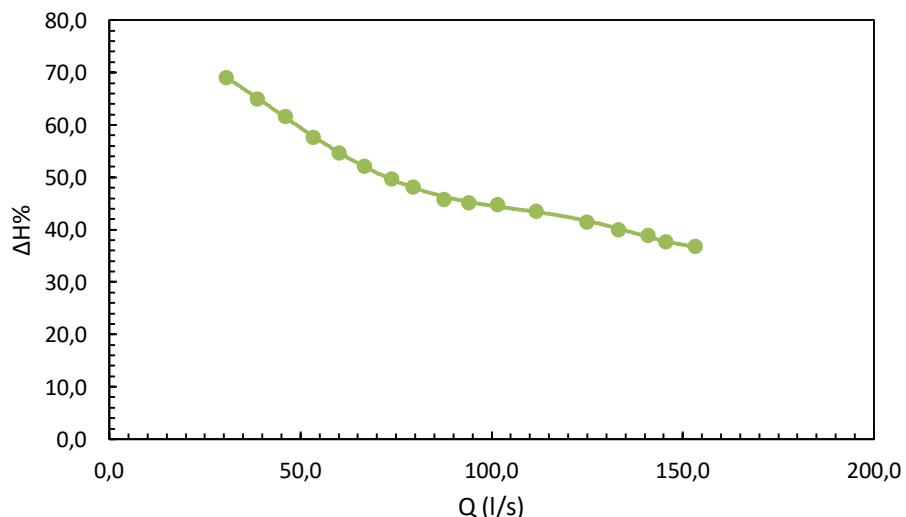


Figure.II-3 : Courbe de la perte de charge en fonction du débit pour le cas du PK-Weir sur le radier du canal sans bassin de dissipation

Pour le cas avec bassin de dissipation, il est remarqué que la variation de la perte de charge est totalement différente du cas précédent sans bassin de dissipation. Le graphique (II-3) montre que

la perte de charge est maximale pour les débits modérés ; elle atteint les 70% comme maximum, puis décroît au fur et à mesure que le débit augmente pour atteindre les 38% à une grande valeur de débit. Ceci fait croire que le bassin de dissipation est plus efficace pour les faibles débits et pour une valeur de débit qui correspond au débit de dimensionnement.

II-2.2 Etude de la perte de charge à l'aval d'un PK-Weir installé sur socle simulant le cas d'un barrage poids.

Le PK-Weir peut être installé sur le sommet d'un barrage poids comme évacuateur à seuil libre. Le barrage poids peut être en béton ou en BCR. Dans ces conditions la hauteur de chute dépend de la hauteur socle (barrage), celle du PK-Weir et de la charge d'eau sur sa crête. Dans ces conditions deux cas de dissipation d'énergie peuvent se présenter. Le premier correspond à la dissipation d'énergie par la forme du PK-Weir, l'écoulement le long du parement incliné et le bassin de dissipation. Pour le second cas, la dissipation d'énergie se fait par la forme du PK-Weir, le parement aval conçu en marches d'escalier et le bassin de dissipation d'énergie à la sortie immédiate du PK-Weir. Ainsi ces deux cas ont fait l'objet de la deuxième partie de cette étude expérimentale.



Figure.II-4 : Implantation de PK-Weir sur socle et bassin de dissipation (a)parement aval incliné sans marches (b) parement aval incliné avec marches

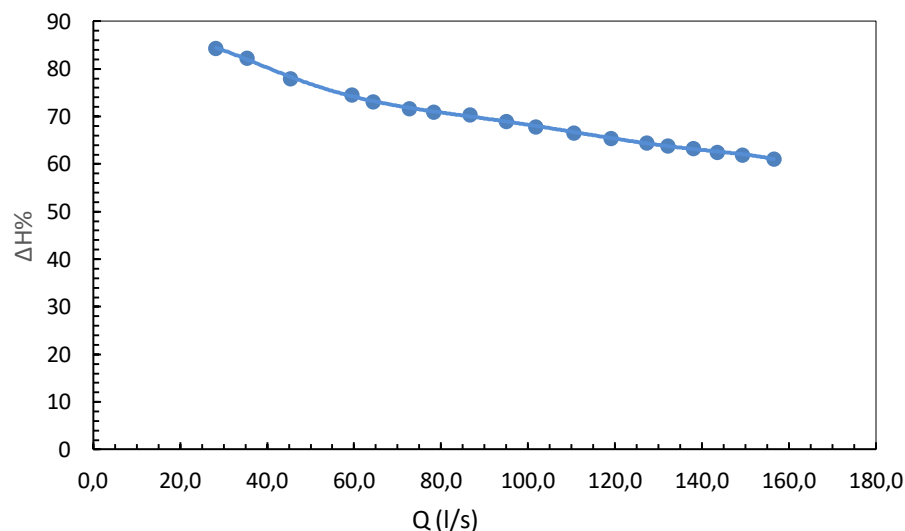


Figure II-5. Perte de charge en fonction de débit pour le PK-Weir installé sur socle incliné en aval muni d'un bassin de dissipation d'énergie en aval

Pour le cas du PK-Weir installé sur socle, ce type d'installation crée une chute importante ; dont l'écoulement se fait le long de la paroi inclinée créant ainsi une perte de charge par frottement. Une autre partie de l'énergie est dissipée par la fosse de dissipation d'énergie. Ainsi ; le graphique (II-5) montre que la perte de charge est maximale est atteint les 85% pour les faibles débits et décroît graduellement pour atteindre les 60% pour les grands débits. La régression de la perte de charge en fonction de l'accroissement du débit n'est pas importante que les cas précédents. Cette disposition peut être ainsi une solution pour la dissipation d'énergie dans les grands ouvrages.

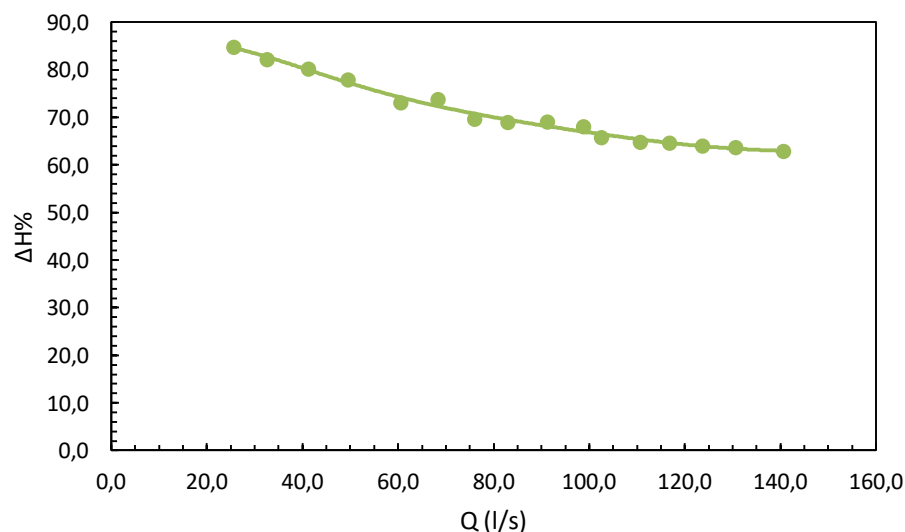


Figure II-6. Perte de charge en fonction de débit pour le PK-Weir installé sur socle avec parement aval en marches d'escalier, doté d'un bassin de dissipation d'énergie en aval

La conception du parement aval en marches d'escalier représente le cas le plus courant dans le domaine de la conception des barrages en BCR. Les résultats obtenus sur le modèle avec

marches d'escalier (graphique II-6) montre que la variation de la perte de charge est presque linéaire ; est se caractérise par un maximum atteint pour les faibles débits qui est de l'ordre de 85%. Cette valeur décroît graduellement avec l'augmentation du débit pour atteindre les 65% pour les grands débits. Cette disposition peut être utile pour la dissipation d'énergie dans les ouvrages de grandes hauteurs ou l'énergie à la restitution en aval est très importante.

II-2.3 Etude comparative de la perte de charge à l'aval d'un PK-Weir installé dans un canal avec et sans bassin de dissipation d'énergie

La comparaison entre le cas d'installation du PK-Weir sur le radier du canal avec un écoulement libre sans obstacle à l'aval et le cas avec fosse de dissipation (figure II-7) montre que la dissipation d'énergie pour le cas avec bassin de dissipation est maximale pour les faibles débits (70%) tandis qu'elle atteint les 30% pour le cas sans bassin de dissipation. La présence du de la fosse de dissipation permet donc une amélioration des conditions de dissipation d'énergie d'une manière significative. La courbe qui représente le modèle avec fausse donne toujours des valeurs supérieures à ceux donnés par le modèle sans fosse.

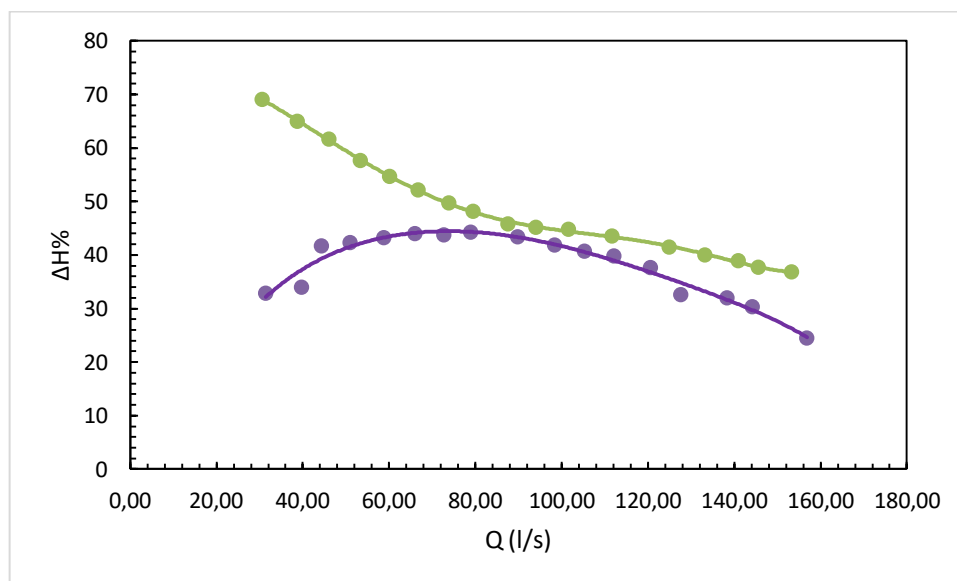


Figure. II-7 : Comparaison de la perte d'énergie entre les deux cas avec et sans bassin de dissipation

On peut donc conclure donc que la réalisation d'un bassin de dissipation à l'aval d'un ouvrage hydraulique a un grand intérêt sur la conservation du cours d'eau à l'aval.

Le deuxième cas de comparaison s'est rapporté à la comparaison entre la variante du PK-Weir installé sur socle à rarement incliné en aval et la variante avec socle à parement aval en marches d'escalier. Cette comparaison (Figure II-8) a montré que l'effet des marches sur la dissipation d'énergie n'est pas significatif par rapport à la dissipation obtenue par le modèle sans marches

d'escalier. Ceci peut être justifié les petites dimensions des marches qui ne participent que faiblement à la dissipation de l'énergie.

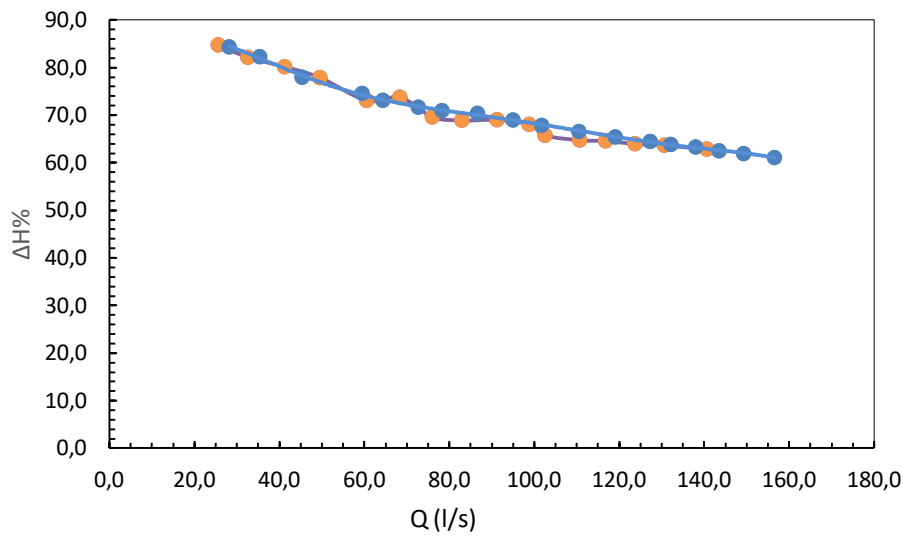


Figure.II-8 : Comparaison de la perte d'énergie entre les deux cas avec socle avec et sans marches) et sans bassin de dissipation

II-5 Conclusion

Ce travail basé sur l'expérimentation a été consacré à l'étude de l'effet l'installation du PK-Weir dans un canal ou sur un socle avec ou sans fosse de dissipation. Les résultats des essais obtenus ont montré que la présence de la fosse de dissipation joue un rôle fondamental dans la dissipation d'énergie. L'installation du PK-Weir sur un socle permet d'avoir plus de dissipation d'énergie que pour le cas d'installation du PK-Weir dans un canal.

Conclusion générale

Conclusion générale

La présente étude a eu pour objectif d'apporter quelques réponses à la problématique de la dissipation d'énergie générée par le déversement des crues dans le cours d'eau en aval du déversoir en touches de piano.

L'objectif essentiel du présent travail est orienté donc vers l'étude des différents moyens de dissipation d'énergie essentiellement les fosses de dissipation d'énergie et les coursiers en marches d'escalier. Le PK-Weir peut avoir deux disposition, être conçu sur le radier d'un cours d'eau comme barrage déversoir ou sur le sommet des barrages poids comme évacuateur de crues avec chute.

Pour atteindre les objectifs fixés, ce travail a été scindé en deux partie principales ; la première bibliographique et la seconde expérimentale.

La première partie qui est scindée en trois chapitres se rapporte à l'étude bibliographique des déversoirs non rectilignes et les ouvrages de dissipation d'énergie. Cette partie a permis d'un coté de présenter un état des connaissances sur les déversoirs en labyrinthe et le PK-Weir qui représentent une solution efficace pour l'évacuation des grands débits sous des faibles charges. Et de l'autre côté présenté les différents moyens de dissipation d'énergie par le biais de la perte de charge.

La seconde partie du présent travail regroupant deux chapitres se rapporte à une étude expérimentale qui a comme objectif l'étude de la dissipation d'énergie par la géométrie du PK-Weir installé à travers un court d'eau, par la fosse de dissipation d'énergie, par la chute sur un le parement aval d'un barrage poids et par le coursier en marches d'escalier.

Le PK-Weir peut être installé directement sur le lit d'un cours d'eau naturel comme barrage déversoir dans des buts multiples tels que, la surélévation du plan d'eau, la régulation de l'écoulement ou le stockage de l'eau.

Dans ces conditions la hauteur de chute dépend de la hauteur du PK-Weir et de la charge d'eau sur sa crête. Dans ce cas deux cas de dissipation d'énergie peuvent se présenté. La première correspond à la dissipation d'énergie par la forme du PK-Weir lui-même et la seconde par la conception d'un bassin de dissipation d'énergie à la sortie immédiate du PK-Weir. Ainsi ces deux cas on fait l'objet d'étude sur modèle réduit. Les résultats obtenus sur ces deux cas (PK-Weir sur radier sans bassin de dissipation et PK-Weir sur radier avec bassin de dissipation) ont montré l'effet de chaque disposition sur la dissipation d'énergie en aval. Ainsi, il a été montré que la perte de charge maximale due à la géométrie du PK-Weir atteint environ 45% de la charge

totale ; elle varie de 30% à 40% pour les débits relativement faibles et atteint les 45% pour les débits moyens, cependant cette valeur décroît jusqu'à 25% pour les grands débits.

Pour le cas avec bassin de dissipation, il est remarqué que la variation de la perte de charge est totalement différente du cas précédent. elle atteint les 70% comme maximum, puis décroît au fur et à mesure que le débit augmente pour atteindre les 38% à une grande valeur de débit. Ceci fait croire que le bassin de dissipation est plus efficace pour les faibles débits et pour une valeur de débit qui correspond au débit de dimensionnement.

Le PK-Weir peut être installé sur le sommet d'un barrage poids comme évacuateur à seuil libre. Le barrage poids peut être en béton ou en BCR. Dans ces conditions la hauteur de chute dépend de la hauteur socle (barrage), celle du PK-Weir et de la charge d'eau sur sa crête. Dans ces conditions deux cas de dissipation d'énergie peuvent se présenter. Le premier correspond à la dissipation d'énergie par la forme du PK-Weir, l'écoulement le long du parement incliné et le bassin de dissipation. Pour le second cas, la dissipation d'énergie se fait par la forme du PK-Weir, le parement aval conçu en marches d'escalier et le bassin de dissipation d'énergie à la sortie immédiate du PK-Weir. Ainsi ces deux cas ont fait l'objet de la deuxième partie de cette étude expérimentale.

Pour le cas du PK-Weir installé sur socle, ce type d'installation crée une chute importante ; dont l'écoulement se fait le long de la paroi inclinée créant ainsi une perte de charge par frottement. Une autre partie de l'énergie est dissipée par la fosse de dissipation d'énergie. Les résultats obtenus ont montré que la perte de charge est maximale est atteinte les 85% pour les faibles débits et décroît graduellement pour atteindre les 60% pour les grands débits. La régression de la perte de charge en fonction de l'accroissement du débit n'est pas importante que les cas précédents. Cette disposition peut être ainsi une solution pour la dissipation d'énergie dans les grands ouvrages.

La conception du parement aval en marches d'escalier représente le cas le plus courant dans le domaine de la conception des barrages en BCR. Les résultats obtenus sur le modèle avec marches d'escalier a montré que la variation de la perte de charge est presque linéaire et se caractérise par un maximum atteint pour les faibles débits qui est de l'ordre de 85%. Cette valeur décroît graduellement avec l'augmentation du débit pour atteindre les 65% pour les grands débits. Cette disposition peut être utile pour la dissipation d'énergie dans les ouvrages de grandes hauteurs ou l'énergie à la restitution en aval est très importante.

La comparaison entre le cas d'installation du PK-Weir sur le radier du canal avec un écoulement libre sans obstacle à l'aval et le cas avec fosse de dissipation a montré que la dissipation d'énergie pour le cas avec bassin de dissipation est maximale pour les faibles débits (70%) tandis

qu'elle atteint les 30% pour le cas sans bassin de dissipation. La présence de la fosse de dissipation permet donc une amélioration des conditions de dissipation d'énergie d'une manière significative. On peut donc conclure donc que la réalisation d'un bassin de dissipation à l'aval d'un ouvrage hydraulique a un grand intérêt sur la conservation du cours d'eau à l'aval.

Le deuxième cas de comparaison s'est rapporté à la comparaison entre la variante du PK-Weir installé sur socle à rarement incliné en aval et la variante avec socle à parement aval en marches d'escalier. Cette comparaison a montré que l'effet des marches sur la dissipation d'énergie n'est pas significatif par rapport à la dissipation obtenue par le modèle sans marches d'escalier. Ceci peut être justifié les petites dimensions des marches qui ne participent que faiblement à la dissipation de l'énergie.

Ce travail ne représente qu'une contribution modeste à l'étude de la dissipation d'énergie à l'aval du déversoir en touches de piano (PK-Weir).

Bibliographie

- Andersen J.V. M.**, 1978, Undular hydraulic jump, Proc, ASCE, j, Hydraulics Division, Vol. 104.
- Belanger J. B.**, 1828, Essai sur la solution numérique de quelques problèmes relatifs au mouvement permanent des eaux courantes, Carilian-Goeury, Paris.
- Benmalek A.**, 2012, Mémoire de Magister « Etude du ressaut hydraulique contrôlé et forcé par marche positive évoluant dans un canal trapézoïdal », Université de Biskra
- Boillat, J., & Pfister, M.**, 2013, Le dimensionnement hydraulique. *Séminaire VSA/EPFL Hydraulique des canalisations*. Lausanne, Suisse.
- Carlier, M.**, 1988, *Hydraulique générale et appliquée*. Paris: Ed. Eyrolles.
- Darvas L.**, 1971, Discussion of performance and design of labyrinth weirs, by Hay and Taylor (1970) J. of Hydr. Engrg., ASCE.
- Degoutte, G.** (s.d.). *Aide mémoire hydraulique à surface libre*. Consulté le avril 10, 2016, sur <https://tice.agroparistech.fr>
- Dupont, A.**, 1979, *Hydraulique urbaine " Tome II "*. PARIS: EYROLLES.
- Giles, R. V.**, 1982, *Mécanique des fluides et hydraulique. série de Shaum*.
- Hager W.H.**, 1990, Classical hydraulic jump: length of roller. J. Hydraulic. Res., Vol. 28, n°5.
- Lencastre A.**, 1969, Manuel d'hydraulique générale, Paris, Edition Eyrolles
- Hager W. H., Sinniger R.**, 1989, Constructions hydrauliques, Presse Polytechnique Romandes, Vol. 15
- 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
- Kateb S.**, 2013. Etude théorique et expérimental de quelques types de ressauts hydrauliques dans un canal trapézoïdal, These de doctorat. Université Mohamed Khider. Biskra.
- Laugier F Mercier A Boutet J-M et Perez M.**, 2009, Solutions mises en oeuvre a ADF pour améliorer le passage des crues sur barrages existants présentent une débitance insuffisante . Journal Hydro power and Dam, 15(5), pp 100-107.
- Lemos, F.O.**, 1978, Critérios para o dimensionamento hidráulico de barragens descarregadoras. Relat6rio, LNEC, Lisboa, Set.
- Lempérière F Ouamane A** 2003, The Piano Keys weir: a new cost-effective solution for spillways. International Journal on Hydropower & Dams,10 (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, Lausanne. pp. 249-274
- Machiels O Erpicum S Archambeau P Dewals B, et Piroton. M**, 2010, Analyse expérimentale de l'influence des largeurs d'alvéoles sur la débitance des déversoirs en touches de piano. La Houille Blanche, (2), pp 22-28.

Noui A., 2007, Mémoire Magister en Hydraulique, Etude de l'optimisation de l'évacuateur de crues en touches de piano (PK-Weir), Biskra, pp. 74-79.

Noui A., Ouamane A., 2011, Study optimizing the piano key weir spillways, Séminaire International sur Labyrinth et Piano Key Weirs, Université de Liège, Belgique.

Ouamane A., Lempérière F., 2006a. 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., 2006b. Nouvelle conception de déversoir pour l'accroissement de la capacité des retenues des barrages, Colloque International sur la protection et la préservation des ressources en eau, Blida.

Ouamane A., 2006c. Hydraulic and Costs data for various Labyrinth Weirs, 22th Congress on Large Dams, ICOLD, Q84, Barcelona.

SilveStri Aurélien Mémoire de fin d'études Étude de la dissipation d'énergie sur un coursier en marches d'escalier en aval d'un évacuateur de crue de type PKW p 17-21

Zimmerman W.B., 2000, Characterization of hydraulic jumps/falls with surface tension variations in thin film flows 349–364