

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état
en Hydraulique



Thème

***Dimensionnement et
conception d'un bassin de
dissipation classique***

Proposé et dirigé par :

M^r Y. MOULOUDI

Etudié par :

M^r M. REMACHE
M^r L. NOURINE

Promotion : juin 2000

E.N.P 10, Avenue Hassen-Badi, B.P.182 EL HARRACH, ALGER

Remerciement

*Nous tenant à accorder nos sincères et chaleureuses
remerciement à tous les enseignants qui ont attribués à
notre formation au tant qu'élèves et étudiants
particulièrement ceux du département hydraulique.*

*Nous remercions au premier lieu notre promoteur
Y.MOULOUDI pour ces conseils précieux et assistance continue
durant l'élaboration de ce projet.*

*Nous exprimons nos reconnaissances à tout le personnel de la
bibliothèque*

*Nous exprimons aussi notre profonde gratitude à tout les
membres de notre formidable et inoubliable promotion.*

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail en guise de
respect et de reconnaissance*

*A ma très chère mère qui m'est ^{si} le plus cher au
monde*

A mon cher père

*A la mémoire de mon frère RABAH et ma
grande mère*

A tout mes frères et sœurs

*Particulièrement ma grande sœur
Fatima et la petite khadidja*

Et mon frère Omar

A tout mes amis d'El-HARRACH

A tout mes amis d'El-Bled

LOUNES

*Je dédie ce modeste travail en guise de respect et de
reconnaissance ma très chère mère et mon chère père*

MOURAD

SOMMAIRE

INTRODUCTION	8
I AMPLEUR ET ENJEUX	10
II EVACUAREURS DE CRUE ET DEVERSOIRS	
II.1 Evacuateur de crue de surface	16
II.2 Calcul hydraulique des évacuateurs de crue	17
a. Déversoir	17
b. Chenal d'écoulement	20
c. Coursier	21
III LAMINGE DE CRUE ET CRUE DE PROJET	
III.1 Crue de projet	23
III.1.1 Prédétermination de la crue de projet	23
III.1.2 Considérations préalables	23
III.1.3 Méthode GRADEX	24
III.1.4 Méthode de AGRAG	25
III.1.5 Méthode de PMP PMF	25
III.1.6 Méthode de simulation de scénario de crue	26
III.1.7 Formule empirique et formule régionalisée	27
III.2 Laminage de crue	
III.2.1 Définition	28
III.2.2 Description de phénomène	28
III.2.3 Méthodes de calcul du laminage	29
III.2.4 Critique des différentes méthodes	30
III.2.5 Critiques des résultats de laminage	30
IV. Courbe de remous	
IV.1 Propriétés	33
IV.2 Equation générale de la ligne d'eau	34
IV.3 Section de contrôle	35
IV.4 Forme des courbes de remous	36
IV.5 Conclusion des courbes de remous	44
V. Ressaut hydraulique	
Introduction	45
V.1 Définition	45
V.2 Structure du ressaut hydraulique	46
V.3 Types de ressaut	47
V.3.1 Ressaut hydraulique classique	47
V.3.1.1 Equation fondamentale du ressaut hydraulique classique	47
V.3.1.2 Fonction du ressaut et profondeurs conjuguées	49
V.3.1.3 Etude expérimentale du ressaut hydraulique	51
V.3.1.4 Perte de charge	52
V.3.1.5 Longueur du ressaut hydraulique classique	53
V.3.1.6 Ecoulement interne du ressaut hydraulique classique	53
V.3.1.7 Localisation du ressaut	58
V.3.1.8 Aération du ressaut	59
V.3.2 Ressaut hydraulique dans un canal à radier incliné	59
V.3.2.1 Classification des ressauts	59
V.3.3 Ressaut noyé (submergé)	61
V.3.4 Ressaut hydraulique dans des canaux non rectangulaire	62
VI DIFFERENTS TYPES DE DISSIPATEURS D'ENERGIE	
VI.1 Généralités	

VI.2 Description et comparaison	64
VI.3 Avantage d'un bassin de dissipation	66
VI.4 Inconvénients	66
VI.5 Cuvette de dissipation submergée (par roller)	67
VII TYPES DES BASSINS DE DISSIPATION(BASSIN A RESSAUT)	
Introduction	69
VII.1 Bassin à ressaut	69
VII.2 Différents types de bassins suivant F_1	69
VII.3 Bassin à ressaut type USBR	70
VII.3.a Bassin à plan rectangulaire et fond horizontal	70
VII.3.b Bassin à plan rectangulaire, murs verticaux et fond incliné	73
VII.4 Bassin de dissipation de type SAF	73
VII.5 Bassin de dissipation VNIIG	74
VIII LES ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN BASSIN AMORTISSEUR	
Introduction	78
VIII.1 Marche positive et négative	78
VIII.2 Seuil transversal	81
VIII.2.1 Généralité	81
VIII.2.2 Seuil dénoyé	81
VIII.2.3 Seuil noyé	83
VIII.3 Blocs amortisseurs	84
IX DIFFERENTS ASPECTS D'UN BASSIN DE DISSIPATION	
Introduction	89
IX.1 Caractéristiques de la pression dynamique	89
IX.1.1 Fluctuation de la pression et cavitation	89
IX.1.2 Doublure du bassin	90
IX.2 L'affouillement	92
IX.3 Action des ondulations dans le courant aval	
IX.3.1 Caractéristique des ondulations	95
IX.3.2 Paramètres influençant les ondulations	95
IX.3.3 Dispositifs d'amortissement des ondes	96
X CAVITATION ET AERATION	
X.1 Cavitation	98
Introduction	98
X.1.1 Description physique de la cavitation	98
X.1.2 Irrégularité de la surface	99
X.1.3 Risques de la cavitation	100
X.2 AERATION	
X.2.1 Aération forcée du coursier	102
X.2.1.a Types d'aérateurs	
X.2.1.b Principe de fonctionnement	
X.2.2 Entraînement de l'air	103
X.2.3 Systèmes d'entraînement d'air	105
XI DIMENSSIENNEMENT D'UN BASSIN DE DISSIPATON	
XI.1 Présentation de la méthode de calcul	108
XI.1.1 Signification physique	108
XI.1.2 Ecoulement en régime critique	109
XI.1.3 Application de la méthode aux écoulements brusquement ou graduellement varié	111
XI.2 Application de la méthode au B de KHRAMIS	117
XI.2.1 Calcul hydraulique	117

XI.3. Interprétation et recommandation	
Conclusion générale	
Annexe	
Références bibliographiques	



123
125
126

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale:

Toutes les retenues qui risquent d'être alimentées par des débits importants non contrôlables, comme par exemple, ceux provenant des crues, doivent être équipées d'un ouvrage d'évacuation, appelée évacuateur de crue, qui permet une dérivation efficace des eaux excédentaires.

Cette dérivation introduit des perturbations très importantes dans le régime naturel du cours d'eau, et par conséquent, elles remettent en question l'équilibre écologique de ce dernier. Ce qui nécessite une restitution des débits en surplus s'effectuant dans des conditions qui se rapprochent, le plus possible, des conditions naturelles.

Ainsi, il est nécessaire que l'excédent d'énergie créer par l'exécution de l'aménagement hydraulique (barrage), se dissipe sans que se produisent dans le lit de fleuve, en aval des ouvrages, des érosions significatives qui pourraient en affecté la stabilité et par conséquent la sécurité.

Ces ouvrages sont souvent appelés bassins de dissipation, dissipateurs d'énergie ou même bassins amortisseurs.

Vu l'abondance des différentes configurations et types de barrages formant les retenues, de la topographie, de la géologie du site ainsi que des conditions hydrauliques diverses, un grand nombre de type de bassins de dissipation a été développé. Par voie de conséquence, un nombre important est à enregistrer en ce qui concerne les méthodes de conception et dimensionnement de ces ouvrages dont quelques-unes seront décrites dans le présent travail.

Les types de structures les plus fréquemment adoptées pour atteindre l'objectif cité ci-dessus sont les suivants :

- Bassin de dissipation par ressaut hydraulique;
- Bassin de dissipation par roller (à cuvette);
- Dissipateurs par jet de trajectoire ;
- Bassins rocheux.

Outre ces types, on adopte également des structures de type saut de ski (saut de chiquenaude), chute libre, jet croisé et bassin à double effet.

Pour choisir le type de structure de dissipation d'énergie, il faut tenir compte de tout un ensemble de facteurs, en plus de ceux déjà révélés, comme l'importance de type de barrages (ou plus exactement le type d'évacuateur de crue adopté dans le barrage), et naturellement les considérations d'ordre économique.

La conception et le dimensionnement d'un bassin de dissipation réel s'appuient sur des essais sur modèles réduits, vu les particularités de chaque type de bassins ainsi que les contraintes qui s'opposent à son bon fonctionnement tel que : la cavitation, l'abrasion, les vibrations, pressions dynamiques et le développement des ondulations.

Dans cette perspective on cherche une conception mettant l'accent sur des éléments qui

Augmentent l'efficacité ;

Améliorent la stabilité ; et augmentent la compacité.

Il n'y a qu'un nombre limité de propositions généralisées de bassins de dissipateur. Les dissipateurs USBR des types I à IV, les propositions SAF (Saint Anthony Falls) sont bien connues. Pourtant, ces types ne se prêtent qu'à des débits relativement petits et ne s'appliquent que dans des cas particuliers.

Dans ce présent projet l'attention est accordée à une méthode de dimensionnement d'un bassin de dissipation classique (bassin à ressaut hydraulique) qui présente le type le plus simplement possible à concevoir. Egalement, cette méthode basant sur le concept de la longueur fluidodynamique, mis en valeur par le *Pr M.G.LAPRAY*, présente l'avantage d'obtenir une solution directe, simple et expéditive pour le dimensionnement des bassins à ressaut, nécessitent jusqu'à présent le recours aux procédés indirectes, longues et laborieux ou même la nécessité d'une expérimentation sur modèles réduits.

Chapitre I

Ampleur et enjeux

Ampleur et enjeux

Très souvent, notamment dans le cas des barrages poids, un bassin d'amortissement artificiel est prévu pour dissiper l'excédent d'énergie à l'aval de l'évacuateur de crue **créé** par l'exécution du barrage, afin de le restitué dans les conditions naturelles de l'écoulement.

Ces bassins posent des problèmes bien connus car, pour des charges importantes, la profondeur du bassin nécessaire à l'établissement de ressaut hydraulique devient vite rédhibitoire.

De nombreux bassins sont aussi munis d'obstacles appelés : dents de REHBOCK, seuil terminal, seuil dentelé, blocs de chute, marches positives ou négatives et des blocs chicanes, de formes et de dispositions très variées.

L'inconvénient majeur de ces dispositifs résulte à leur grande vulnérabilité à l'érosion due au transport solide et à la cavitation conséquence de l'entraînement de l'air et des vitesses de chutes trop importantes (excèdent 15m/s). Ils subissent également de fortes vibrations dues à la turbulence de l'écoulement. Citons par exemple le cas de deux ouvrages sur la rivière PIT en Californie du Nord, où la moitié des dents de 4m de hauteur ont été complètement érodée après le passage des premières crues de 1965.

Il est à noter qu'il y en a d'autres facteurs qui peuvent compromettre la sécurité d'un bassin de dissipation parmi les quelles on cite :

- 1/ facteurs hydrologiques : La sous-estimation du volume maximum à évacuer, ce qui entraîne l'émersion de la structure et sa détérioration.
- 2/ facteurs géologiques et sismiques : dans le cas d'une exploration inadéquate de fondation avant la conception et la réalisation ; ou bien une interprétation incorrecte des conditions géologiques imposées par le site.
- 3/ facteurs hydrauliques : l'échec pour déterminer la capacité adéquate de la structure ; ou l'échec à s'accorder aux conditions de hautes énergies.
- 4/ facteurs des structures : détérioration de surface au contacte directe aux fortes énergies, mauvaise conception des joints, capacité de la structure sous-dimensionnée, déficience de constructions aux surfaces directement sujette aux dommages de la cavitation.
- 5/ facteurs opérationnels : plan d'opération inadéquat en ce qui concerne l'ampleur des inondations, la fiabilité insatisfaisante des équipements auxiliaires lors du passage des crues.

La performance des bassins de dissipation est souvent vérifiée avec les matériaux de construction : le béton, et l'acier pour le renforcement comme il est montré au rapport du congrès des grands barrages en 1969. Mais des d'autres cas particuliers qui peuvent se présenter en référant à des matériaux spéciaux dans le but d'augmenter la stabilité et la compacité de la structure. Cependant, en raison de leur coût très élevé, on les envisage que pour réparer ou soigner les régions très exposées aux dommages de la cavitation et l'érosion et l'ablation.

L'attention est accordée aux basins de dissipation utilisant le ressaut hydraulique, car l'utilisation d'un bassin dissipateur lorsqu'il est imposé par le site se fait le plus simplement possible et de la façon la plus efficace aussi au moyen d'un ressaut hydraulique, les matelas

amortisseurs étant par exemple obtenus par un contre-barrage ou bien en opérant le batardeau aval. Dans tous les cas, la création d'un seuil de contrôle non érodable à la sortie de la fosse d'amortissement peut garantir le maintien du ressaut (stabilité), initialement prévu dans la fosse.

Les tapis de réception n'échappent pas non plus à la règle de destruction, étant généralement sous-dimensionnés. Compte tenu des dégradations produites sur plusieurs de nos ouvrages, il nous semble que la conception des tapis s'inspire des dispositions ci dessous :

1/un tapis jouant le rôle de fosse d'amortisseur doit posséder une profondeur d'eau importante pour réellement dissiper l'énergie de la chute. Une profondeur égale à 20% de la chute est souvent préconisée.

2/la prise en compte des jets à toutes les ouvertures (sortie), même partielles, est importante pour déterminer l'enveloppe de l'impact des jets.

3/l'épaisseur théorique des dalles ne doit pas être inférieure à 0.8m et peut atteindre 1.5m. Les tapis découpés en dalles par joints munis de lames d'étanchéité ; la présence de boiles de cisaillement ainsi que d'armatures à travers les joints s'impose dans le but d'augmenter la compacité de la structure.

4/l'ancrage et le drainage des dalles, la mise en place d'un para fouille à l'aval ayant pour fonction d'éviter les érosions régressives. La réalisation des cadres préventifs, de plusieurs para fouilles sur la longueur du bassin, malgré qu'elle soit coûteuse mais elle présente une solution très satisfaisante.

Lorsqu'il est difficile de constituer un bassin de dissipation suffisamment profond pour obtenir la profondeur aval conjuguée du ressaut, dans ce cas, il est plus judicieux d'adapter un ouvrage latéral long se terminant par un saut de ski à cuvette lisse pour des petites et moyenne chutes, et cuvette crénelée pour des chutes plus fortes.

D'une façon générale, que ce soit sur un déversoir ou dans un bassin amortisseur, l'utilisation d'obstacles (dents, blocs, piles, seuils, etc..) est considérée comme un procédé barbare qui maltraite l'écoulement naturel et par conséquent l'équilibre écologique du cours d'eau. Dans ce cas, la nature à toujours le dessus et très souvent assiste à la destruction des dispositifs ingénieusement mis au point sur modèle.

Par contre, lorsque le bassin permet au ressaut hydraulique de se développer, on peut éventuellement réduire sa profondeur à condition de protéger le fond par des enrochements suffisamment gros ou au moyen d'un tapis bétonné largement dimensionné.

Dans le dimensionnement d'un bassin de ce type, il faut, en priori, tenir compte de la :

*sous pression : la valeur couramment utilisée est $0.12 \frac{v^2}{2g}$ ou v est la vitesse moyenne à l'entrée du bassin.

*la profondeur limite de l'affouillement sous le niveau aval, qui se détermine empiriquement par la formule suivante :

$$d(m) = 1.9h^{0.225}(m) q^{0.54}(m^3/s)$$

h : hauteur aval

q : débit unitaire à l'entrée du bassin.

Pour satisfaire ces conditions il faut tout d'abord examiner avec beaucoup d'attention le comportement et les mécanismes du ressaut hydraulique qui se développe dans le bassin de dissipation.

Il est vrai que des recherches approfondies ont été effectuées, soit pour examiner l'adéquation de la relation de BELANGER, soit pour prendre en compte certaines des circonstances mentionnées dans le chapitre (V), soit enfin pour étudier les causes mécaniques de la diversité des comportements d'un ressaut. Un autre aspect très réel du problème concerne les projets de structures (bassins de dissipation) ou sera localisé le ressaut hydraulique ; ou est actuellement intéressé non seulement par les conditions des sections amont et aval de l'écoulement (biefs amont et aval de la structure), mais aussi par les aspects dynamiques du passage de l'écoulement torrentiel à l'écoulement fluvial.

Il est avantageux d'en chercher la solution en tenant compte des données caractéristiques tirées des classifications, des illustrations et des exemples qui figurent dans les abondantes littératures sur le sujet, (ce qu'il n'est pas le cas en ce qui concerne les bassins de dissipations), qui se fonde sur les multiples résultats expérimentaux recueillis par les spécialistes à l'occasion de travaux des recherches approfondies effectuées pendant de nombreuses années :

Ces recherches concernent par exemples :

- L'introduction dans un bassin de dissipation d'accessoires tels que les seuils de dimensions et de formes extrêmement variées, continues ou dentelées, de bloc-brise-jet, d'alvéoles approfondies, car toutes ces structures et d'autre encore peuvent être utilisées pour fixer le ressaut, c'est-à-dire le rendre stable dans un domaine satisfaisant de débits et de charges amont, en empêchant son glissement vers l'aval ;
- L'amortissement des ondes qui ont tendance à se propager vers l'aval ;
- Ainsi que la suppression des affouillements à la base des ouvrages qui constituent le bassin de dissipation, ... etc.

*ce présent travail fait l'objet de la conception d'un bassin de dissipation simple (sans accessoires) utilisation le ressaut hydraulique classique dont les caractéristiques(longueurs conjuguées, longueur de ressaut, hauteur, positionnement et la structure sont, comparant aux autres types de ressaut, bien déterminés et qualifiés.

Chapitre II
Evacuateur de crue
et Déversoir

II.1 Evacuateurs de crue de surface :

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par un déversoir dont le seuil se développe en générale linéairement. Ce seuil débite dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral) ou perpendiculaire à celui-ci (entonnement frontal). Ce chenal à pente faible amène l'eau de côté aval de la digue. L'eau emprunte ensuite un coursier dont la forte pente permet de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval, et aboutit avec une vitesse importante dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie de la veine liquide.

Le débit de ce type d'évacuateur de crue est contrôlé par le déversoir et croît comme la puissance $3/2$ de la charge sur le déversoir si l'écoulement est dénoyé. En cas de très fortes crues, si le plan d'eau s'élève exceptionnellement au-dessus de niveau des PHE (plus haute eau) en empiétant sur la revanche, on dispose d'une marge de sécurité beaucoup plus importante que dans le cas d'une évacuation par un orifice de fond dont le débit ne varie qu'en fonction de la puissance $1/2$ de la charge.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas, sur l'une des rives ou au centre de barrage. Le choix dépend essentiellement des conditions topographiques.

Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue, dépassant le débit de la crue de projet, les débordements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.

Dans certains cas, même si l'on n'installe pas un déversoir bétonné sur un tel col, cette disposition topographique peut permettre des débordements en grande surface, donc avec des lames déversantes peu épaisses et donc des risques d'érosion réduits. Au prix d'aménagement restreint, il est ainsi possible de bénéficier d'une sécurité suffisante.

Le plus souvent le déversoir est installé latéralement à la digue et restitue l'eau dans la même vallée à l'aval du barrage.

En général, on cherche à placer l'évacuateur de crue d'une zone dégagée où la pente du versant est faible, ce qui diminue le volume des terrassements. On peut alors réaliser un entonnement frontal. C'est la meilleure disposition de point de vue hydraulique.

Si les versants sont à forte pente, ce bassin peut conduire à des volumes de déblai importants, il est alors préférable d'utiliser un déversoir à entonnement latéral dont l'emprise dans le sens transversal de la vallée est beaucoup moins importante.

La solution du déversoir central est intéressante dans le cas des vallées à versant en forte pente et lorsque le débit à évacuer est important. Pour les ouvrages dépassant 15m, on installe un véritable petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (profil CRAEGER) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type « bec déviateur ou bassin ».

Cette solution est coûteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.

Pour des hauteurs d'eau plus faibles (moins de 10m), on peut simplifier considérablement la conception en créant simplement un déversoir mince profilé en crête complètement placée à l'amont de la retenue elle-même. Le mur de déversoir lui-même forme les trois côtés du bassin de dissipation, placé pratiquement à la même cote que celle

de du fond de la retenue ; le bassin est prolongé par un canal d'évacuation qui traverse la digue et aboutit à l'aval. Cette conception conduit à d'importantes économies en béton et résout le problème de la dissipation d'énergie. Le dispositif peut être placé n'importe où dans la vallée, mais, quand cela est possible, il est plus intéressant de l'installer latéralement sur le versant, pour réduire la hauteur des bajoyers du canal d'évacuation. Le débit transité peut être aussi grand qu'il est nécessaire. Bien entendu la difficulté de la liaison terre-béton subsiste.

Une solution économique consiste à réaliser un déversoir central bétonné sur la digue. Ce déversoir constitué d'éléments articulés, liés par des joints souples de type waterstop de façon à permettre au déversoir de suivre les déformations du barrage dues au tassement. Ces tassements doivent être évidemment limités, et un soin particulier doit être apporté aux joints afin d'éviter toute fuite et perturbations à l'écoulement des eaux.

Au niveau de chaque joint, il faut toujours faire en sorte que le niveau de l'extrémité de la dalle amont soit légèrement surélevé par rapport à celui de la dalle aval pour qu'il ne se crée pas de pressions dynamiques tendant à injecter l'eau dans le joint.

Cette conception est d'abord adoptée pour des ouvrages devant évacuer des petites débits et actuellement utilisés pour des barrages assez importants et pour évacuer des débite de plusieurs dizaines de m³.

Pour évacuer de très gros débits dans le cas de barrage de faible hauteur, une solution intéressante consiste à rendre une partie de la digue déversante en la protégeant par un perré scellé par un mastic.

Pour que la conception d'un évacuateur de crue soit économique, le choix dépend essentiellement de constances topographiques et géologiques. Il faut déposer sur un sol peut affouillable ou facile à enherber, d'un col à l'altitude convenable débouchant sur un ravin voisin ou bien d'un replat bien placé sur le versant.

L'optimum économique et la sécurité amènent alors en général, à concevoir un évacuateur bétonné très largement dimensionné et capable d'encaisser même des crues de faible probabilité (par exemple 1/1000) en gardant le déversoir majeur uniquement comme dispositif de sécurité pour les débits exceptionnels. Il faut souligner qu'il s'agit de cas d'espèce qui doivent être étudiés avec soin dans leur cadre local.

II.2 Le calcul hydraulique des évacuations de crue :

a) Déversoirs :

Le débit d'un évacuateur de crue est généralement contrôlé par le déversoir situé dans la partie amont de l'évacuateur. Pour qu'il en soit ainsi, les parties avals (chenal, coursier, puits, galerie, bassin de dissipation...) doivent être conçues pour évacuer le débit de déversoir sans perturber l'écoulement de celui-ci, c'est-à-dire de telle manière que cet écoulement soit *dénoué*.

Le débit d'un déversoir linéaire en écoulement dénoyé peut être calculer par la formule suivante :

$$Q = C_b H^{3/2} \quad (\text{II.1})$$

Où : b : la largeur du déversoir ;
 H : charge sur le déversoir ;

$$C = \mu \sqrt{2g} = 4.429 \mu ;$$

μ : coefficient de débit qui dépend notamment de l'épaisseur B du déversoir par rapport à la charge H, et la forme de la crête de déversoir. Les courbes de la figure II.1 donnent les valeurs approchées de μ dans l'hypothèse où la profondeur de pelle P est suffisante pour que la vitesse d'approche du réservoir par l'eau soit négligeable.

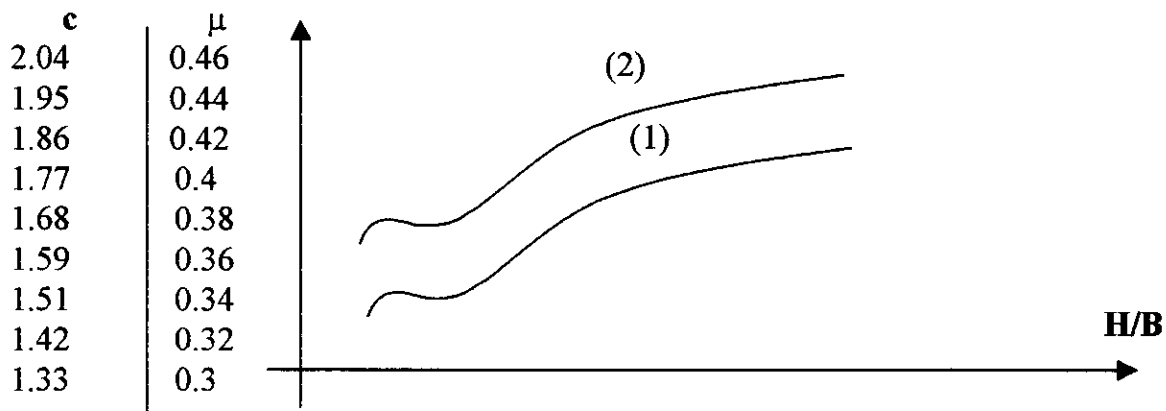
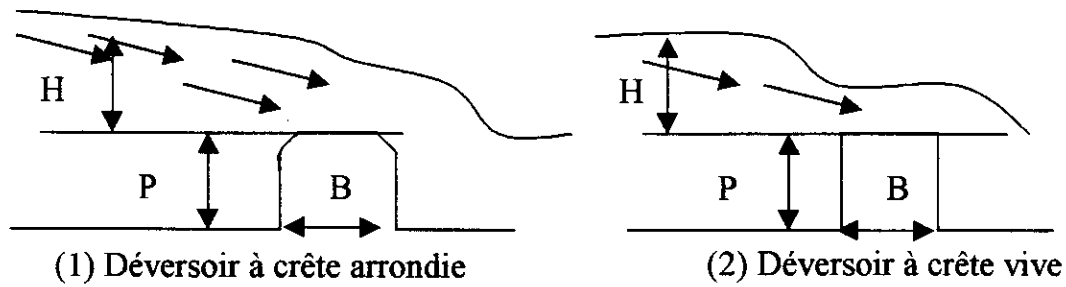


Fig.II.1. coefficient de débit d'un déversoir

On constate que pour des seuils à crête vive, le coefficient de débit μ croit de 0.33 dans le cas d'un seuil très épais à 0.41 dans le cas d'un seuil à paroi mince.

Dans le cas d'un seuil à crête arrondie, μ croit de 0.36 pour un seuil épais à 0.46 pour un seuil à paroi mince.

Si la profondeur de pelle P à l'amont du déversoir se rapproche de la charge H ou devient inférieure à celui-ci la vitesse d'approche de l'eau ne devient plus négligeable et le coefficient de débit est légèrement majoré en fonction du rapport H/P. il peut être calculer par la formule de REHBOCK pour un déversoir à paroi mince :

$$\mu = \frac{2}{3} \left(0.605 + \frac{1}{1050(H-3)} + 0.08 \frac{H}{P} \right) \quad (II.2)$$

si l'évacuation des eaux à l'aval du déversoir se fait dans des conditions telles que le niveau en aval remonte au-dessus de la cote de la crête du déversoir, lorsque la hauteur d'eau également au-dessus de cette cote atteint ou dépasse les $2/3$ de la charge H_1 sur le déversoir, celui-ci sera considéré comme noyé (fig.II.2)

le débit au-dessus d'un seuil épais en écoulement noyé peut être calculé par la formule :

$$Q = 0.90 bH_2 \sqrt{2g(H_2 - H_1)} \quad (\text{II.3})$$

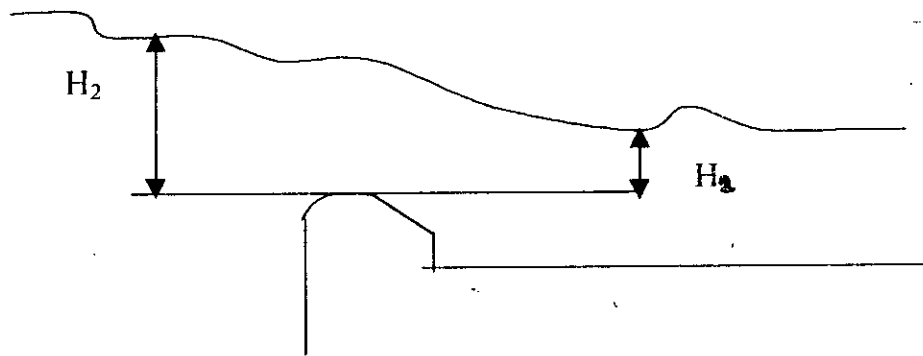


Fig.II.2 déversoir en écoulement noyé

Une digue déversante peut être considérée comme un seuil épais, d'épaisseur égale à la largeur en crête de la digue.

Les seuils normaux (profil CRAEGER, profil SCIMENI) sont des déversoirs dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversante. Les indications de la figure II.3 permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

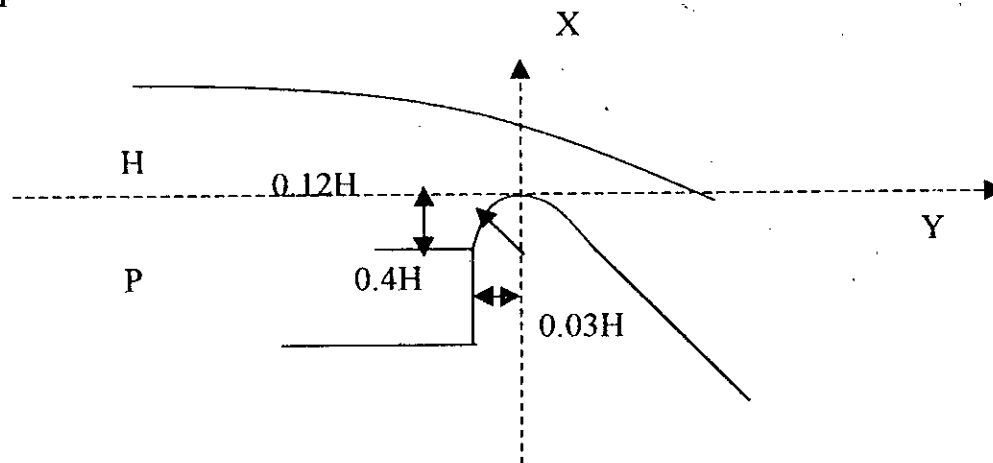


Fig.II.3 seuil normal

Le coefficient de débit d'un seuil normal varie de 0.45 à 0.49 suivant la vitesse d'approche de l'eau en fonction de la profondeur de pelle P à l'amont du déversoir.

Lorsque le seuil est noyé, il y a réduction de coefficient de débit d'autant plus importante que le rapport $(H_1 - H_2)/H_1$ soit petit. L'« U.S.Bureau of Reclamation » a établi un coefficient de réduction k qui caractérise cette variation. [2]

b. Chenal d'écoulement

Le chenal fait directement suite au déversoir dans le cas d'un évacuateur de surface. Sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour le régime d'écoulement y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire qui est la disposition hydraulique la plus intéressante après un déversoir, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier dans la zone aval.

Les calculs hydrauliques précis en sont relativement difficiles et en tous cas assez peu accessibles aux ingénieurs sans faire recours à l'outil informatique ou bien encore de faire un essai sur modèle réduit.

Le régime n'y est en général pas uniforme car le chenal est souvent de faible longueur. Immédiatement à l'aval du déversoir, il s'établit un ressaut qui amène l'écoulement fluvial. A l'extrémité de du chenal, la où s'amorce le coursier on établit au niveau du changement de pente un léger rétrécissement en convergeant pour bien marquer le passage en écoulement torrentiel.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calcul la profondeur critique y_c , dans un canal rectangulaire on a :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{L}\right)^2} = 0.47 \left(\frac{Q}{L}\right)^{2/3} \quad (\text{II.4})$$

Q : débit déversé,
L : largeur du canal,
G : accélération de la pesanteur.

On calcul ensuite la profondeur normale y_0 .

La profondeur normale est celle qui apparaîtrait pour ce débit et la pente du chenal si l'écoulement est uniforme.

Elle se déduit de l'équation générale reliant débit-section-perte de charge(Manning-Strickler) :

$$Q = K S R^{2/3} I^{1/2} \quad (\text{II.5})$$

R: rayon hydraulique en m ;
I : pente du radier en m/m ;
S : section mouillée en m² ;
K : coefficient de Manning-Strickler.

c. coursier

Le coursier fait suite au chenal et conduit l'eau au thalweg. Il est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. L'expérience a montré que la forme la plus économique correspond à une largeur égale à deux fois le tirant d'eau.

En général, le coursier commence par un convergent amenant à une section de contrôle (section où est atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente (fig.II.4).

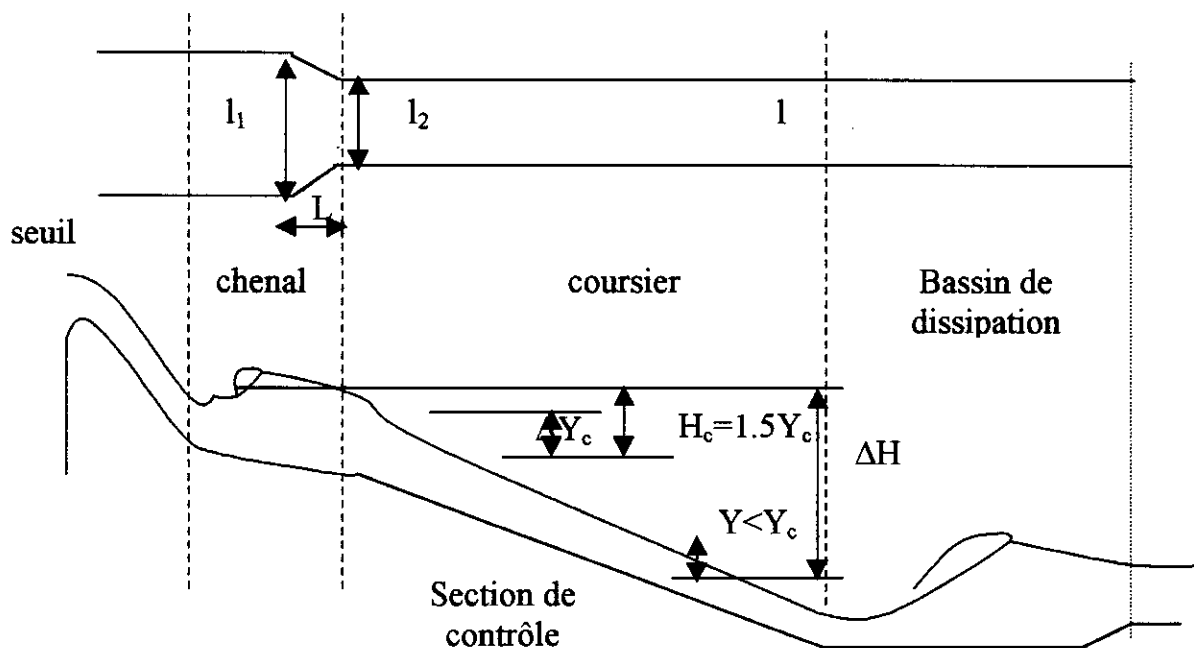


Fig.II.4 tirant d'eau dans le coursier

La longueur L du convergent peut être calculée par la formule :

$$L = 1.5 (l_1 - l_2) \quad (\text{II.6})$$

Où : l_1 est la largeur au plafond du bief amont, et
 l_2 est la largeur au plafond de la section de contrôle.

Chapitre III
Crue de projet
et laminage de crues

III.1. Crue de projet

Les statistiques relatives aux ruptures de barrages dans le monde indiquent qu'environ le tiers se produisent lors des crues exceptionnelles, la proportion étant plus élevée surtout pour les barrages en terre les petits et plus faible pour les barrages en béton ou maçonnerie.

Le présent chapitre décrit la prédétermination de la crue de projet, les étapes de la vérification de la capacité d'un évacuateur de crue et le laminage de la crue.

Ensuite, partant de la crue entrant dans la retenue, on détermine la crue passant au déversoir, s'il y a lieu, du laminage.

Cette démarche doit permettre d'aboutir et conclure sur la capacité de l'évacuateur, ses risques éventuels de mauvais dimensionnement et les éventuels travaux d'amélioration à prévoir le cas échéant.

Ainsi l'ingénieur doit rechercher un compromis entre une sécurité surabondante et coûteuse et le risque de détermination prématurée de l'ouvrage ; ce compromis est obtenu par l'étude du laminage.

III.1.1. Prédétermination de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que le barrage doit pouvoir absorber sans désordre grave pour les ouvrages. C'est cette crue qui guide le concepteur d'un barrage neuf dans le dimensionnement des organes d'évacuateur des crues.

Le comité technique permanent des grands barrages admet classiquement que l'on doit considérer :

- La crue millénale pour les barrages peu sensibles à la submersion et présentant des risques limités en cas de rupture ;
- La crue cinq-millénale pour les barrages en béton ou maçonnerie intéressant la sécurité publique ;
- La crue décennale pour les barrages en remblai intéressant la sécurité publique.

III.1.2. Considérations préalables

Il est maintenant clairement admis que l'étude de la crue de projet, qui sert au dimensionnement des ouvrages évacuateurs de crue des barrages, ne peut reposer sur la seule observation des débits. Les méthodes sont de type hydrométéorologique, et associent la connaissance des pluies à celle des débits. Ces méthodes peuvent reposer simplement sur des concepts statistiques (méthode du GRADEX, modèle AGREGE) ou proposer une approche déterministe de la transformation de la pluie en débit.

La méthode pluie maximum probable-débit maximum probable (PMP-PMF), définit un débit maximum probable pour le bassin versant considéré, qui est le plus fort débit raisonnablement imaginable. Le risque d'occurrence d'un tel débit est nul !

Calculant un débit de projet assorti d'un risque d'apparition. En fonction de la vulnérabilité à l'aval : pertes vies humaines, considération économique, submersibilité ou non de l'ouvrage...

Par exemple, un ouvrage conçu pour évacuer la crue de fréquence 10^{-3} , a un risque de $1 - (0.999)^{100} = 9.5\%$, d'être soumis à la crue de projet, sur une durée d'exploitation de

100ans. Le risque est de l'ordre de 1%, si l'ouvrage est susceptible d'évacuer la crue de projet décennale (durée d'exploitation de 100ans). Il faut donc être conscient que l'ouvrage à un risque non négligeable d'être confronté à la crue de projet ainsi déterminée.

La fiabilité de l'étude hydrologique reste toutefois extrêmement tributaire de la qualité de l'information hydroclimatologique disponible.

L'information historique ne doit pas être négligée. Des repères de crue au droit d'ouvrages d'art, diverses informations sont souvent disponibles et peuvent conduire à la reconstitution des plus forts débits sur quelques siècles. Les observations de terrain sont aussi extrêmement précieuses.

III.1.3. la méthode du GRADEX

Cette méthode statistique, développée par la DTG de EDF. Son succès est lié à sa facilité de mise en œuvre, qui résulte de la simplification extrême du processus de transformation de la pluie en débit.

a) hypothèses de la méthode

Les lois de probabilité des précipitations de différences durées sont à décroissance exponentielle simple. Il est appelé GRADEX, Gradient Exponentiel. La loi de GEMBEL est souvent retenue. Sa fonction de répartition s'écrit :

$$F(p) = \exp(-\exp(-(p-p_0)/\alpha))$$

α Peut être obtenu par la méthode des moments ; il est dans ce cas égal à 0.78 l'écart type.

Si P_{1000} et P_{100} désignent respectivement les hauteurs de précipitations de période de retour 1000 et 100 ans, alors :

$$P_{1000} - P_{100} = \alpha (\log 1000 - \log 100) = 2.3 \alpha$$

- A partir d'un certain état de saturation du bassin versant, tout accroissement de pluie génère un accroissement égal du volume écoulé. En première approximation cet état est atteint pour des périodes de retour de l'ordre de 10ans (bassins imperméables, à faible rétention), à 50ans (bassins perméables, à forte rétention).
- Un simple rapport d'affinité permet le passage de l'écoulement moyen au débit de pointe. Ce rapport est estimé à partir des hydrogrammes observés.

β) Difficultés d'application

- La «croyance» dans la décroissance strictement exponentielle des précipitations avec la période de retour, qui conduit à affecter des périodes de retour quasiment infinies à certains événements observés.

- Il n'existe pas de règle bien définie pour calculer la durée sur laquelle l'hypothèse d'égalité des accroissements de pluie et des volumes écoulés est appliquée, la méthode est très souvent employée au pas de temps journalier, en raison de la plus grande disponibilité des données journalières de pluie et de débit.

très souvent employée au pas de temps journalier, en raison de la plus grande disponibilité des données journalières de pluie et de débit.

- La brusque cassure qui affecte la loi des débits, au point pivot (Démarrage de la loi des pluies), conduit à une surestimation de débits de fréquence intermédiaire (période de retour de l'ordre de 50 à 500ans.)
- Le rapport d'affinité pour obtenir le débit de pointe est variable. La méthode préconise de retenir sa valeur moyenne, qui, si la durée a été bien choisie, doit être de l'ordre de 1.5-2.0.
- La méthode ne fournit pas une forme d'hydrogramme de projet, qui est nécessaire pour la simulation hydraulique en transitoire de la retenue (Laminage des crues.)

III.1.4. Le modèle AGREGE

Ce modèle se situe dans le prolongement de la méthode du GRADEX dont il reprend la conception statistique et l'hypothèse que, lorsque le bassin versant est saturé, tout accroissement de pluie génère un accroissement égal de l'écoulement. Les modifications portent sur :

- La combinaison des lois de probabilité des pluies et des débits pour obtenir un passage progressif de la loi des débits vers la loi des pluies ;
- La prise en compte de la distribution statistique du coefficient d'affinité (passage de l'écoulement moyen au débit de pointe) ;
- L'approche probabiliste des débits instantanés afin d'obtenir une forme d'hydrogramme synthétique de projet.

Ce modèle ne fait aucune hypothèse, à priori, sur les lois de probabilité des pluies. Grâce au passage progressif de la loi des débits vers la loi des pluies, la modèle échappe à la surestimation des débits de périodes de retour intermédiaires (50-500ans).

III.1.5. Méthode PMP-PMF

Cette méthode de conception déterministe repose sur la connaissance de la pluie maximum probable (PMP) sur le bassin versant, et sur une modélisation pluie-débit pour calculer le débit maximum probable (PMF). Elle aboutit à un hydrogramme de projet.

a) Estimation de la PMP

La PMP est définie comme étant théoriquement la plus forte précipitation d'une durée déterminée, qui physiquement possible sur un site géographique déterminé. Son estimation repose sur les données des averses observées et sur la maximalisation des paramètres météorologiques liés aux précipitations : humidité, température, tension de vapeur saturante de l'air, vitesse du vent, phénomènes convectifs... afin de faciliter sa détermination certains pays ont publié des estimations régionalisées de la PMP.

Etant donné la difficulté d'estimation, une méthode statistique est quelquefois utilisée. Elle est de la forme :

$$PMP = m + ks$$

m et s représentent la moyenne et l'écart type des précipitations maximale annuelles d'une certaine durée ; k est un paramètre statistique qui dépend de la loi de probabilité des précipitations. En climat tempéré européen, on retient généralement $k=15$, pour les pluies journalières.

b) Transformation de la PMP en débit

Elle repose sur une modélisation pluie-débit globale, basée sur une fonction de perturbation qui assure le passage de la pluie P en pluie nette PN (qui représente l'écoulement) et une fonction de transfert pour générer les débits à l'exutoire. La littérature hydrologique est relativement riche en la matière ; seule une fonction de production et une fonction de transfert, d'emploi généralisé, sont exposées.

* la fonction de production du SCS

Ce modèle de perte a été mise au point par les services du Soil conservation service (SCS) du ministère de l'Agriculture des USA. Il s'écrit :

$$PN = (P - 0.25J)^2 / (P + 0.8J)$$

P et PN : précipitation brute et nette en mm

J : paramètre de modèle, qui fait l'objet de tables prenant en considération les type de sol, l'occupation de sol, le mode de culture...

Ce modèle, extrêmement robuste, peut s'appliquer à des pluies discrétisées dans le temps.

* L'hydrogramme unitaire

C'est la fonction de transfert la plus utilisée. La transformation de la pluie nette PN, en débit $Q(t)$, à l'instant t, est donnée par le produit de la convolution :

$$Q(t) = \sum_{i=0}^n PN(t-i)U_i$$

U_i dont la somme des coefficients est égale à 1 ($\sum_{i=0}^n U_i = 1$)

Est l'hydrogramme unitaire. Il est très souvent de forme triangulaire 1/3, 2/3.

** Remarque

Les difficultés d'application de la méthode résident dans l'estimation de PMP et dans le choix des paramètres du modèle de transformation PMP-PMF

Le PMF est systématiquement supérieur à l'estimation de débit de projet calculé par la méthode du GRADEX.

III.1.6. Modèle de simulation de scénario de crue

Cette approche de développement récent au CEMAGREF, s'attache à valoriser au maximum l'information temporelle contenue dans la pluie pour fournir des hydrogrammes de crues «réels». Grâce au couplage d'un modèle de simulation de pluies horaires et d'un

modèle de transformation de la pluie en débit, cette méthode propose une collection d'hydrogrammes de crues simulées sur un grand nombre d'années : 1000ans, 10000ans.

*** Avantages de la méthode**

Ce modèle ne nécessite pas la connaissance a priori de la durée caractéristique du bassin versant.

La génération de pluies extrême ne repose pas sur l'extrapolation de l'unique loi de probabilité des précipitations d'une certaine durée ; c'est le processus stochastique interne du modèle de hyétogramme qui génère aléatoirement la structure de la pluie et des hauteurs qui s'en déduisent.

La méthode ne propose pas qu'un unique hydrogramme de projet synthétique mais une collection d'hydrogrammes de forme réaliste. Le traitement hydraulique de ces hydrogrammes conduit généralement à des résultats moins optimistes que ceux obtenus par une simple crue de projet triangulaire, en particulier vis-à-vis du laminage des crues.

III.1.7. Formules empiriques et formules régionalisées

Rappelons que ces méthodes d'estimation des débits sont sommaires et ne peuvent en aucun cas se substituer à une étude hydrologique sérieuse.

a) Les courbes enveloppes de FRANCOU-RODIER

A partir des crues maximales observées, lors des deux derniers siècles, sur 1400 bassins versants répartis dans le monde et ayant des superficies dans la fourchette 10-2.10⁶ km² FRANCOU et RODIER ont établi la formulation suivante :

$$Q/Q_0 = (S/S_0)^{1-K/10}$$

où Q représente le débit de pointe de la crue en m³/s, d'un bassin versant de superficie S en km² ; Q₀=10⁶ et S₀=10⁸. k est un paramètre régionalisé.

b) Synthèse des débits de période de retour 1000 ans calculés par la méthode du GRADEX

La méthode de GRADEX a été appliquée sur des superficies allant jusqu'à milliers de km². La régression logarithmique, établie sur 170 bassins versants, de débit de pointe de période de retour 1000 ans en fonction de la superficie du bassin versant s'écrit :

$$Q = 7.32.S^{0.72}$$

Une analyse régionale permet de dégager une typologie et un classement en trois zones :

$$Q = 4.S^{0.72} \text{ (Nord du massif central, Bretagne...)}$$

$$Q=7.4S^{0.72}(\text{zone pyrénéenne et alpine})$$

$$Q=16.4S^{0.72}(\text{zone méditerranéenne})$$

Avec Q en m³/s et S en km².

c) Extension de la méthode CRUPEDIX

La méthode CRUPEDIX, développée au CEMAGREF, fournit une formulation du débit de pointe de période de retour 10ans en fonction de la surface du bassin versant, de la pluie journalière décennale PJ10 et d'un coefficient régionalisé. Elle aboutit à la formulation :

$$Q= kS^{0.8}(PJ10/80)^2$$

S est en m², PJ10 en mm, Q en m³/s représente une valeur exceptionnelle du débit ;
k est un paramètre régionalisé

III.2. Laminage de crue

III.2.1. Définition :

Il correspond au stockage temporaire dans la retenue d'un volume d'eau dans la tranche entre le niveau normal et le niveau des plus hautes eaux. L'hydrogramme sortant à l'évacuateur est de se fait plus « aplati » que l'hydrogramme à l'entrée dans la retenue.

La submersion d'un barrage au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux, car il provoque les ruptures rapides du barrage. Cette rupture est due généralement à une crue qui dépasse les possibilités d'évacuation. Le débit de pointe est moins élevé dans des proportions qui dépendent des volumes respectifs de la crue et de la tranche de stockage temporaire.

III.2.2. Description du phénomène

Le mécanisme du laminage peut être traduit rigoureusement par l'équation suivante :

$$Q_e(t)dt= Q_s(z)dt+S(z)dz$$

(pendant le temps dt, le volume entrant dans la retenue est égal à la somme de volume sortant et de volume stocké) :

$Q_e(t)$: débit de la crue entrant dans la retenue

$Q_s(z)$: débit sortant à l'évacuateur

z : cote de l'eau dans la retenue

S(z) : surface du plan d'eau à la cote z.

Sauf pour un barrage écrêteur de crues, sensé être partiellement ou totalement vide lors de l'arrivée de la crue, on suppose que la crue arrive sur un barrage plein à son niveau normal d'exploitation.

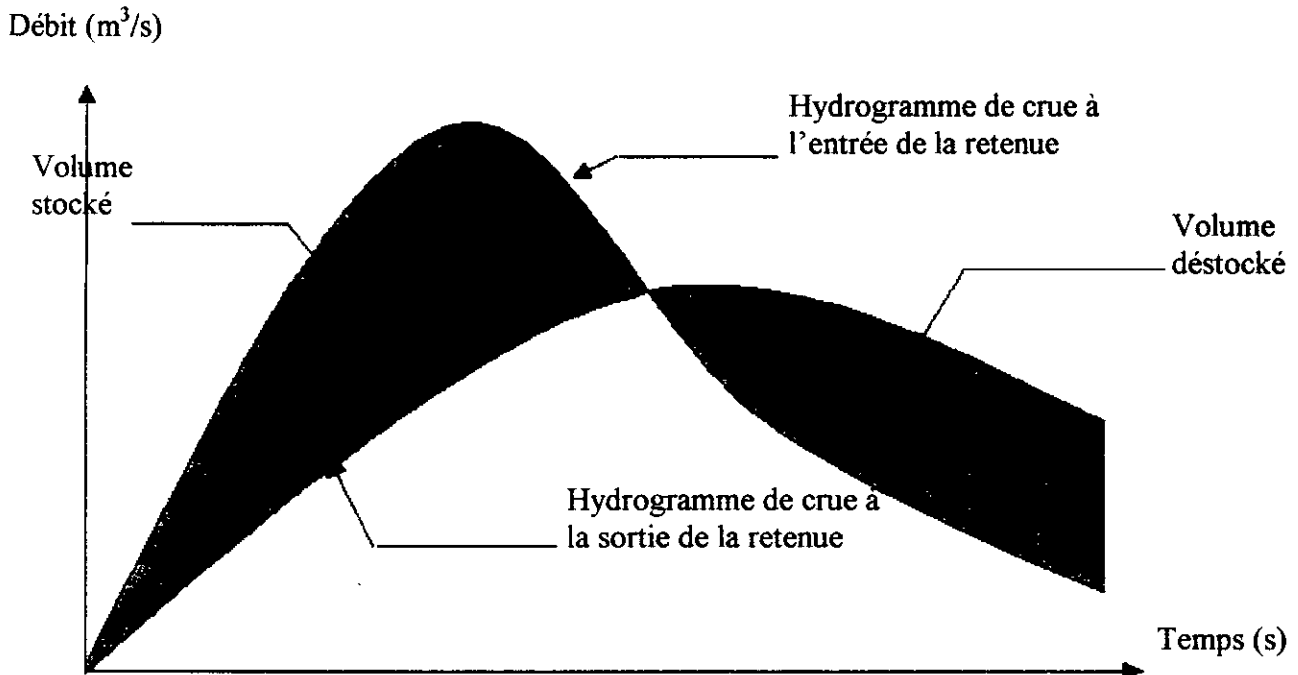


fig.III Laminage de crue par la retenue

III.2.3 Méthodes de calcul du laminage :

a) Méthode de BLACKMORE :

Pendant un intervalle de temps Δt , la variation du volume d'eau stockée Δv se traduit par l'expression : $\Delta v = \Delta t * (Q_e - Q_s)$; l'équation $F(Q)$ est représentée par une droite de pente Δt et passant par les points d'abscisse Q_e et Q_s .

b) Méthode graphique :

les hypothèses de cette méthode sont :

- l'hydrogramme de crue amont de forme donnée dépend de deux paramètres (débit de pointe, et temps de montée)
- un seul niveau de déversement avec une loi $Q = k * Z^{3/2}$ (Z =charge au-dessus du radier de déversoir)
- Condition initiale $t=0, Q=0$: plan d'eau au niveau de radier du déversoir
- Surface de plan d'eau augmente linéairement avec Z .

c) Méthode de GREAGER :

La méthode de GREAGER représente le schéma de déversement beaucoup plus concrète que la méthode de BLACKMORE. On divise le volume engendré par la crue :

- en volume déversé sous la charge H_i exprimé par la formule :

$$\Delta v_s^i = u b \sqrt{2g} H_i^{3/2}$$

- Un volume stocké $V^{i+1}_e - V_i$ qui est le responsable d'une augmentation de la hauteur de $H_{i+1} - H_i$.

III.2.4 Critique des différentes méthodes :

1- Vu les nombreuses hypothèses d'application de la méthode graphique on peut dire que son champ d'application est très restreint à des cas très particuliers, contrairement à la méthode de GREAGER et BLACKMORE qui traitent beaucoup de cas possible.

2- la différence entre la méthode de GREAGER et celle de BLACKMORE est

*La méthode GREAGER estime le volume sortant

*alors que celle de BLACKMORE estime le volume stocké

3- Une importante erreur en estimant le volume stocké que si on estime le volume sortant, parce que dans un intervalle Δt le volume stocké est nettement très grand par rapport au volume déversé. C'est pour cela que la méthode BLACKMORE doit être utilisée avec beaucoup de précautions, à cause de l'erreur qu'elle engendre, pour cela on propose d'utiliser cette méthode pour des cas on le pas de temps très petits par contre la méthode de GREAGER donne des résultats très satisfaisants.

III.2.5 Critique des résultats de calcul de laminage

- a) Si le laminage n'est pas significatif (débit max à l'évacuateur peu différent du débit de pointe de la crue entrante), il est prudent de ne pas en tenir compte et de vérifier l'évacuateur pour le débit de pointe non laminé.
- b) Si le débit laminé est très sensiblement inférieur à ce lui de la crue de projet, il faut examiner les paramètres qui risqueraient de modifier significativement les résultats de laminage. En particulier la forme de la crue (temps de base) peut influencer sur le laminage.
- c) Le résultat du calcul est double :
 - cote des plus hautes eaux, qu'il convient de comparer à la cote de la crête du barrage ;
 - Débit à l'évacuer ; le calcul à réaliser maintenant va permettre de voir si ce débit passe dans l'évacuateur.

Conclusion :

A la fin de ce diagnostic, on pourra être amené à conclure :

- Que l'évacuateur de crue est correctement dimensionné et fonctionne en toute sécurité !
- Que le dispositif d'évacuation présente des risques importants de mauvais fonctionnement !
- Que l'évacuateur de crue a une capacité largement insuffisante !
- Que la cote des plus hautes eaux est trop élevée vis-à-vis de déversement sur la crête d'un barrage en remblai ou vis-à-vis de la stabilité du barrage !
- Que par endroits, les bajoyers de l'évacuateur de crue sont insuffisamment élevés, dans des zones critiques vis-à-vis du parement aval.

Lorsque la capacité d'un évacuateur est jugée insuffisante, il convient de la renforcer pour des raisons très différentes selon qu'il s'agit d'un barrage en remblai ou d'un barrage poids en béton ou en maçonnerie.

Enfin, il convient de ne pas oublier les cas où capacité hydraulique d'un évacuateur est suffisante, mais où celui-ci est incapable d'évacuer des corps flottants.

Chapitre IV

Courbes de remous

IV.1-Propriétés

Le calcul de la ligne d'eau que l'on désigne par courbe de remous est indispensable dans le calcul hydraulique des bassins de dissipation.

La question à la quelle on répondra dans ce qui suit est formulée de la façon suivante: quelle est l'évolution de la surface libre dans un cours d'eau (dans notre cas, le coursier) d'un débit donné, lorsqu'on connaît la hauteur d'eau à l'amont de ce dernier, c'est-à-dire la hauteur de l'écoulement juste au pied du déversoir de l'évacuateur de crue.

Les courbes de remous résultent d'un écoulement graduellement varié. Tous les paramètres de l'écoulement varient donc faiblement en fonction de la coordonnée longitudinale, x . Dans ce cas on applique la théorie des écoulements unidimensionnels.

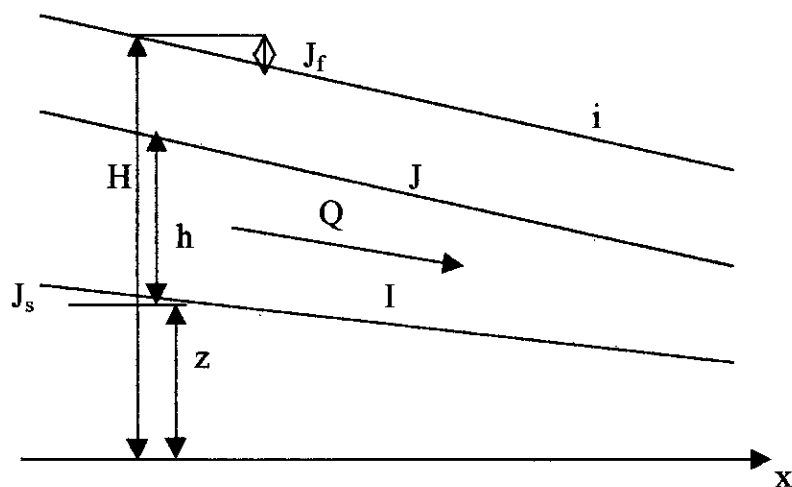


figure IV.1

Le calcul hydraulique de ces écoulements s'effectue à partir de considérations énergétiques. Comme il en ressort de la figure IV.1, la charge, H , est donnée par l'équation suivante:

$$H = z + h + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Où

$z(x)$ côte du radier par rapport à un niveau de référence fixé;

$h(x)$ hauteur de la lame d'eau;

$Q(x, h)$ débit véhiculé par le canal;

$A(x, h)$ section mouillée de l'écoulement.

IV.2 Equation générale de la ligne d'eau

Sur un tronçon court véhiculant un écoulement ^{en} régime graduellement varié, l'équation de Bernoulli s'écrit:

$$dE = i ds \quad \text{ou} \quad d(H+z) = i ds$$

$$\frac{dH}{ds} = i - \frac{dz}{ds} = i - I$$

considérant que

$$\frac{dH}{ds} = \frac{\partial H}{\partial h} \cdot \frac{dh}{ds} \quad \text{et que} \quad H = h + \alpha \frac{V^2}{2g} = h + \alpha \frac{Q^2}{2gS^2}$$

on a alors

$$\frac{dH}{ds} = \frac{\partial}{\partial s} \left(h + \alpha \frac{Q^2}{2gS^2} \right) \frac{\partial h}{\partial s} = \left(1 - \alpha \frac{Q^2}{2gS^3} \cdot \frac{dh}{ds} \right) \frac{dh}{ds} = \left(1 - \alpha \frac{Q^2 B}{gS^3} \right) \frac{dh}{ds}$$

Où l'on a pris $B = \frac{ds}{dh}$

On obtient alors

$$\frac{dh}{ds} = \frac{I - i}{1 - \alpha \frac{Q^2 B}{gS^3}}$$

$i = \frac{bQ^2}{RS^2}$ où le coefficient b est donné par la formule

$$b = \frac{1}{C^2} \quad \text{avec } C, \text{ le coefficient de Chezy; ou bien par}$$

$$b = \frac{1}{K_s R^{1/3}} \quad \text{dont } K_s \text{ est le coefficient de Strickler.}$$

Le calcul de la ligne d'eau (courbe de remous) consiste en l'intégration de cette équation fondamentale. Ce calcul hydraulique se fait selon plusieurs méthodes telles que : méthode graphique, méthode des éléments finis, méthode de Bakhmeteff ect...

3. Section de contrôle

L'intégration de l'équation fondamentale conduit à une intégrale indéfinie ; il faudra donc connaître les caractéristiques de l'écoulement dans une section de référence ou de contrôle.

Cette section de contrôle est localisée à l'aval pour les écoulements correspondant aux branches : $M_1, S_1, C_1, M_2, H_2, A_2$, c'est-à-dire, quand le régime est fluvial ($h > h_c$) ; dans ce cas la courbe de remous doit être calculée de l'aval vers l'amont.

La section de contrôle est localisée à l'amont pour les écoulements correspondant aux branches : S_2, M_3, C_3, H_3, A_3 , c'est-à-dire, quand le régime est torrentiel ($h < h_c$) ; dans ce cas, la courbe de remous sera calculée de l'amont vers l'aval.

Si le remous est provoqué par un barrage déversoir (Comme c'est le cas de notre travail) ; la section de contrôle est localisée à l'amont.

Dans une zone où l'abaissement local de la surface libre provoqué par l'augmentation de la vitesse ne se manifeste pas. L'écoulement dans la section de contrôle est en générale localisée par la charge nécessaire pour faire écouler un débit déterminé par le déversoir.

Formes des courbes de remous

Dans le mouvement graduellement varié, les pentes et les courbures de la surface libre sont très faibles, la distribution des pressions obéit à une loi hydrostatique.

Les diverses formes possibles de la courbe de remous, sont représentées dans les figures IV.1 à IV.5

a) Canal à pente faible : ($l < l_c ; h_n > h_c$), « Classe M »

- **Branche M₁** : ($h > h_n$).

On aura alors : $dh/ds > 0$.

Quand h tend vers h_n , i tend vers l et dh/ds tend vers 0. Dans cette situation, la courbe a une asymptote horizontale.

En résumé : la courbe est concave et ascendante.

En amont, elle tend asymptotiquement vers la profondeur du régime uniforme.

En aval, elle tend asymptotiquement vers l'horizontale.

Lieu, elle se trouve notamment :

- amont d'un barrage,
- des piles d'un pont et
- Dans certains cas de variation brusque de la pente.

C'est la branche qui offre le plus d'intérêt dans la pratique.

- **Branche M₂** : ($h_c < h < h_n$).

Elle est identique à la précédente. •

En amont, elle tend asymptotiquement vers la profondeur du régime uniforme.

En aval, elle atteint perpendiculairement le niveau critique(chute brusque).

Lieu, elle se trouve notamment :

- changement de pente,
- en amont d'un élargissement,
- Une chute brusque.

- **Branche M₃** : ($h < h_c$)

Elle est aussi identique aux précédentes.

Elle conduit au ressaut proche de la profondeur critique.

Lieu : elle se trouve notamment :

- la sortie des vannes de fond,

- en aval des barrages déversoirs,
- Dans certains variation de pente.

b) Canal à pente forte : ($I > I_c$; $h_n < h_c$), « Classe S »

- **Branche S_1** ($h > h_c$)

Elle est convexe, ascendante.

En amont, elle naît perpendiculaire au niveau critique, ordinairement après un ressaut ;

En aval, elle tend asymptotiquement vers l'horizontale ;

Lieu: Elle se trouve notamment :

- En amont d'un barrage ;
- En amont de rétrécissement ;
- Les changement de pente.
- **Branche S_2** ($h_n < h < h_c$) : la courbe est encave, ascendante.

En amont, elle naît perpendiculaire au niveau critique, ordinairement après un ressaut ;

En aval, elle tend asymptotiquement vers le régime critique;

Lieu: Elle se trouve notamment :

- Les transitions entre les chutes brusques et le régime uniforme ;
- Les augmentations de pente des canaux rapides.

Cette courbe est très courte de point de vue pratique, c'est-à-dire, elle tend rapidement vers le régime uniforme.

- **branche S_3** ($h < h_n$) la courbe est ascendante et tend, asymptotiquement, au régime uniforme.

Lieu: Elle se trouve notamment :

- En aval des vannes,
- La base des déversoirs.

c) Canal à pente critique : ($I = I_c$; $h_n = h_c$) « Classe C »

les branches C_1 et C_3 doivent être comprises, respectivement, entre les branches M_1 et S_2 et les branches M_3 et S_3 , les branches C_1 et C_3 sont donc horizontales, ou pratiquement horizontales, suivant que l'on utilise la formule de CHEZY ou de STRICKLER.

Lieu: Elle se trouve notamment :

- Dans les mêmes cas que les courbes M_1 et S_1 .

d) Canal horizontal : ($I=0$; $h_n=\infty$) « classe H »

Lorsque la pente tend vers 0, la branche correspondante à M_1 se déplace vers l'infini, on obtient les courbes H_2 et H_3 , ces courbes ont une allure générale parabolique.

e) Canal en contre pente : ($I<0$) « Classe A »

La courbe a une allure parabolique ; les branches A_1 et A_2 correspondent aux courbes H_2 et H_3 et se présentent de façon analogue.

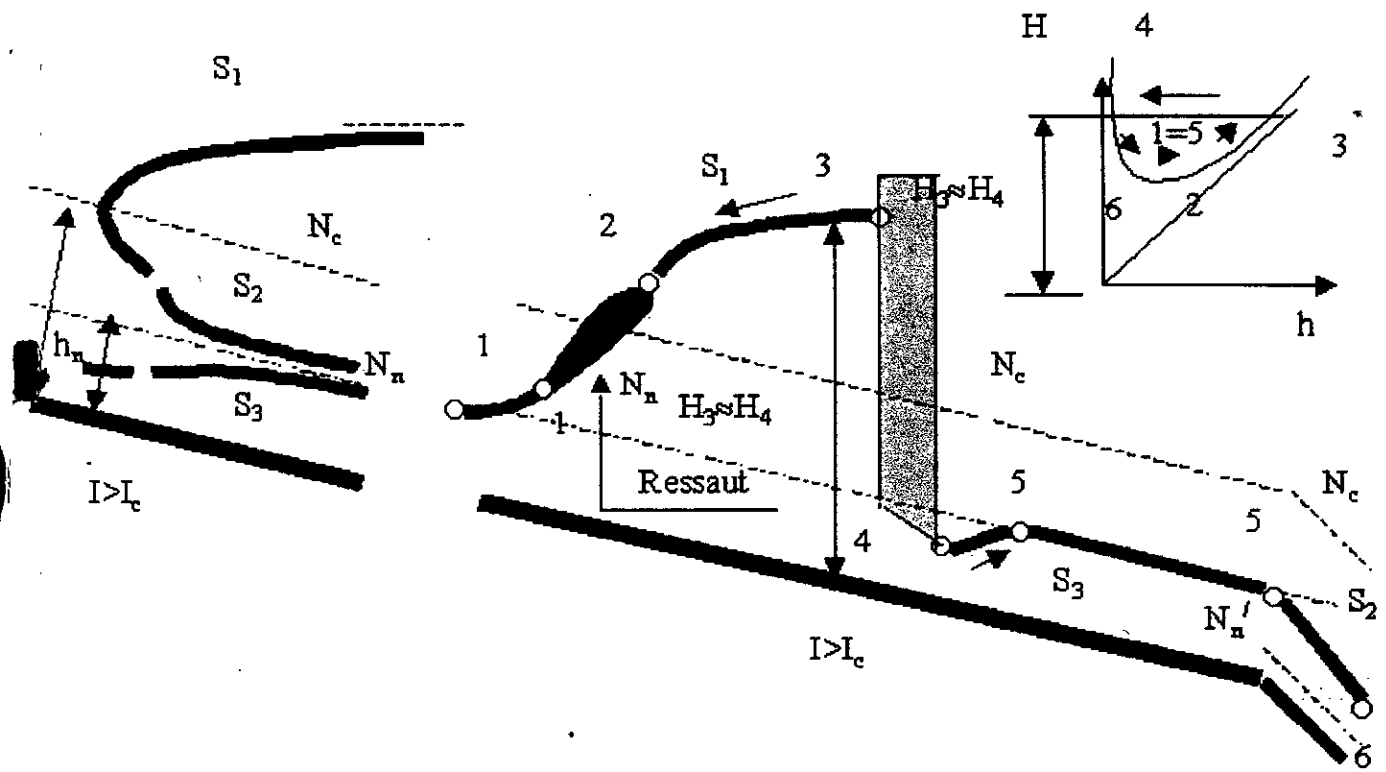


Fig IV.2 Les formes possibles de la courbe de remous pour canal à pente forte

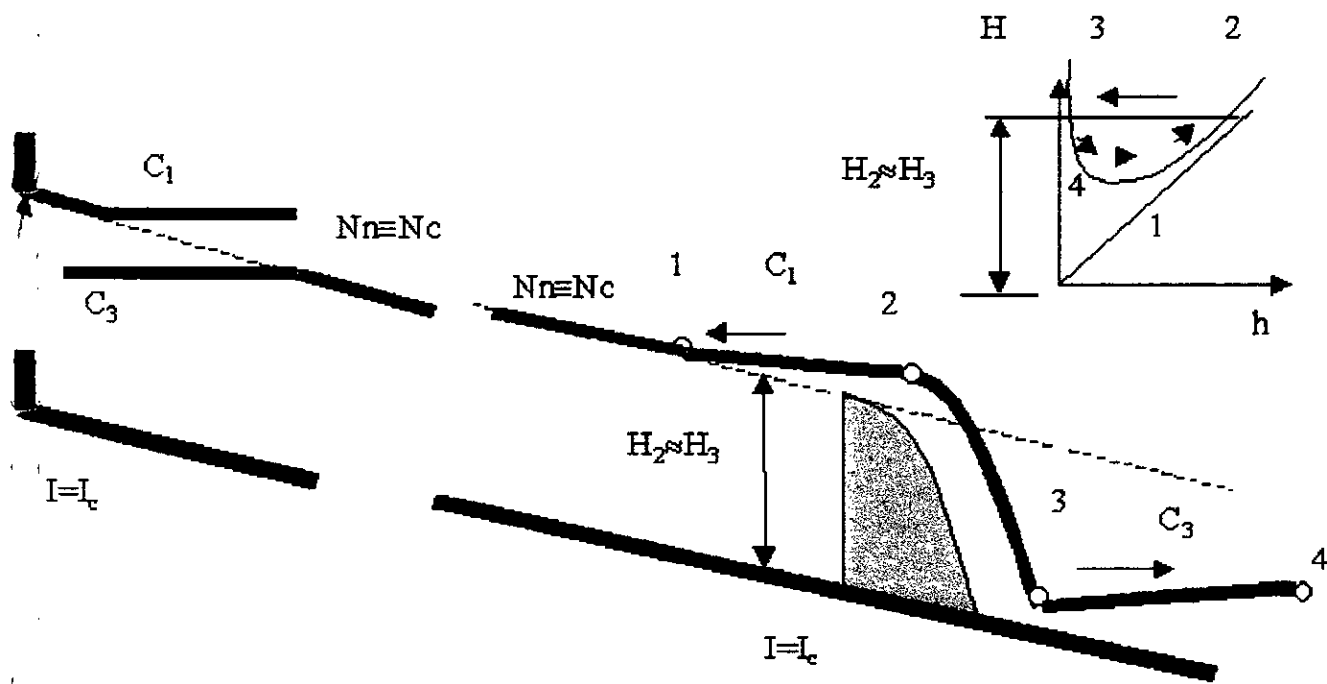


Fig IV.3 Les formes possibles de la courbe de remous pour canal à pente critique

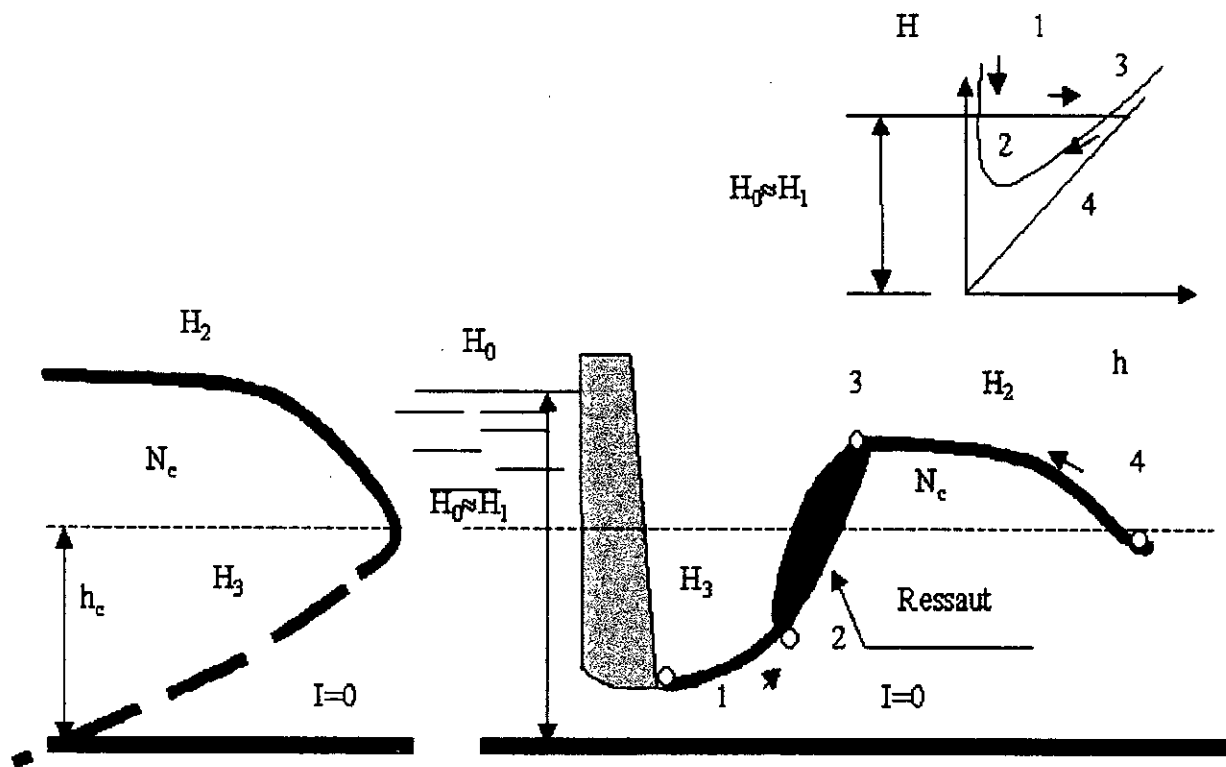


Fig.IV.4 Les formes possibles de la courbe de remous pour canal horizontal

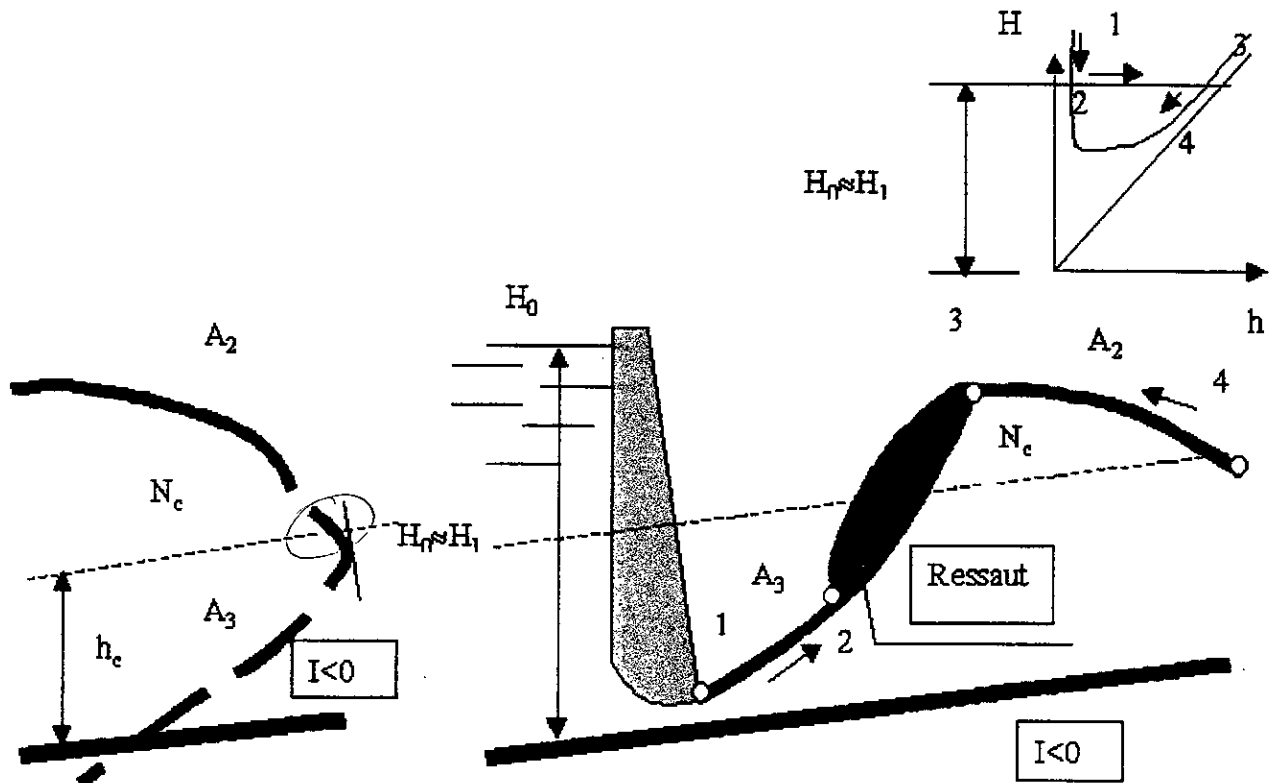


Fig IV.5 Les formes possibles de la courbe de remous pour un canal en contre pente

Calcul de remous :

Il est bien connu que des intumescences peuvent se propager dans les directions amont et aval pour des conditions fluviales de l'écoulement, mais seulement à l'aval pour des conditions torrentielles de celui-ci. En tenant compte de ce fait,

- les écoulements fluviaux ($h > h_c$) doivent être calculés dans les directions inverse de celle de l'écoulement,
- les écoulements torrentiels ($h < h_c$) doivent être calculé dans la direction de l'écoulement.

Ainsi, pour $h_0 > h_c$ et $h_n < h_c$, le calcul de la courbe de remous est effectué dans la direction inverse de l'écoulement jusqu'à ce que la direction uniforme $h = h_n$ soit réalisé.

Pour $h_0 > h_c$ et $h_n < h_c$, le calcul est effectué dans la direction inverse de l'écoulement jusqu'au point où $h = h_c$ ($F = 1$). Au-delà de ce point, l'écoulement est torrentiel.

Cependant, pour $h_0 < h_c$ et $h_n < h_c$, le calcul de la courbe de remous est effectué dans la sens de l'écoulement, jusqu'à ce que la direction uniforme soit atteinte. Pour $h_0 < h_c$ mais $h_n > h_c$, le calcul est également dans la direction de l'écoulement jusqu'au point où $h = h_c$ ($F = 1$). Plus à l'aval de ce point, l'écoulement est fluvial.

Le calcul de la courbe de remous à partir d'une hauteur d'eau $h_0 \neq h_c$ au point de départ ne peut s'effectuer que pour un tronçon sans changement de la condition d'écoulement.

Conclusion :

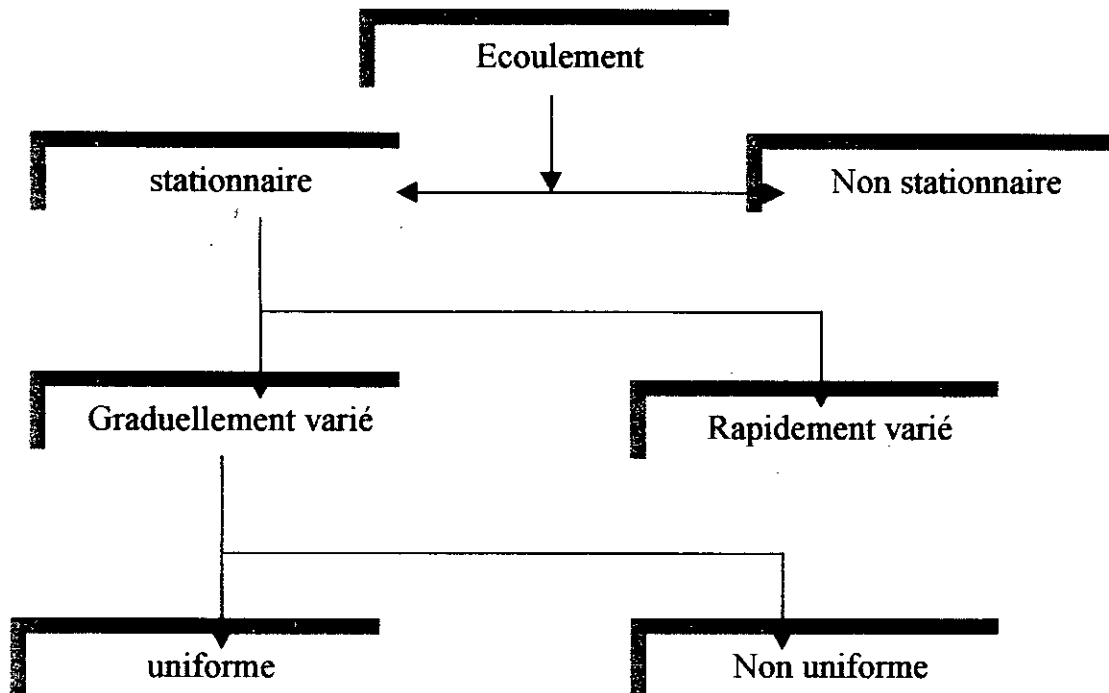
Dans ce chapitre la question peut être formulée de la façon suivante : quelle est l'évolution de la surface libre d'un cours d'eau de débit donné, lorsqu'on connaît la hauteur d'eau à l'amont ou à l'aval ?

Les écoulements dans les canaux et les rivières peuvent être réparties en écoulement des types stationnaire et non stationnaire. De tels écoulements peuvent varier graduellement ou rapidement en fonction du lieu. Une variation de l'écoulement est considérée comme graduelle si tous les paramètres qui l'influencent, notamment la surface mouillée, le coefficient de rugosité ou le débit, subissent des petits changements locaux, tandis que dans

le cas des écoulements à variation rapide, la hauteur d'eau, par exemple peut changer brusquement (ressaut hydraulique).

Les courbes de remous résultent d'un écoulement graduellement varié, tous les paramètres de l'écoulement varient donc faiblement.

Les diverses conditions d'écoulement sont résumées dans la figure suivante :



Chapitre V
Ressaut hydraulique

Introduction

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 l'aval du barrage. Pendant les périodes de crue, les eaux sont restituées directement à la rivière si la retenue est pleine ou dans le cas d'une éventuelle vidange dans la mesure de dévaster la retenue. La grande différence du niveau (charge importante) entre l'évacuateur de crue 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 (de grande vitesse et turbulence), des ouvrages de dissipation d'énergie sont souvent indispensables.

Le phénomène qui apparaît dans tous les dissipateurs d'énergie est la diminution locale de la vitesse moyenne sur des faibles longueurs, accompagnée d'une importante réduction d'énergie mécanique de l'écoulement. Cette transformation se fait dans le ressaut hydraulique et par conséquent cette dissipation d'énergie, est traitée séparément dans ce chapitre.

On considère surtout les ressauts hydrauliques à fond horizontal dans des canaux rectangulaires (ressaut hydraulique parfait ou classique) ou trapézoïdal. Par la suite, on traite le ressaut hydraulique dans un canal à radier incliné, ainsi que le ressaut noyé à la fin de ce chapitre.

Plusieurs phénomènes sont associés dans l'établissement d'un ressaut hydraulique : Un écoulement turbulent avec une vitesse dynamique significative; et une épure de pression diffère de celle hydrostatique.

Une pulsation de pression et de vitesse, et mouvement ondulatoire se développe à l'aval du ressaut.

Le concept diphasique de l'écoulement dû à l'entraînement de l'air.

Un effet érosif très important.

La dissipation d'énergie en énergie de turbulence, en chaleur et en énergie sonore.

V.1- Définition :

Le ressaut hydraulique est une surélévation brusque de la surface libre d'un écoulement, permanent correspond à une transition discontinue d'un écoulement torrentiel à un écoulement fluvial. Accompagné d'une agitation marquée et de grande perte d'énergie.

Le ressaut hydraulique est l'un des phénomènes hydrauliques les plus complexes. Bien que le débit reste constant pour des écoulements stationnaires comportant un ressaut, l'écoulement à l'intérieur de celui-ci est fortement instationnaire. Par conséquent, ces écoulements sont caractérisés par des effets de turbulence importants, qui mènent à des mouvements spatiaux. De plus le phénomène d'entraînement d'air associé à l'écoulement diphasique, complique la description de ressaut.

Les connaissances actuelles sur le ressaut hydraulique ne sont pas suffisamment étendues pour que l'écoulement interne soit parfaitement compris. Un ressaut hydraulique peut être décrit par ces hauteurs d'eau aux extrémités (hauteur conjuguée et, sa longueur)

V.2- structure du ressaut hydraulique :

L'écoulement dans des canaux découverts est généralement caractérisé par le nombre de Froude à l'amont

$$F_1 = U_1 / \sqrt{gh_1}$$

Où : U_1 = la vitesse moyenne

g = l'accélération gravitationnelle

h_1 = la hauteur de la lame d'eau.

L'étude du ressaut dans un canal de laboratoire à parois transparentes a permis d'observer deux zones nettement prononcées :

Zone d'étalement animé de mouvement de translation à brusque élargissement en vertical et

Zone de rouleau animé de mouvement relatif d'un courant saturé d'air.

Un échange constant de particules se produit entre ces deux zones. Dans la zone d'étalement le courant n'est pas graduellement varié à la courbure notable des filets et la répartition de la pression dans les sections liquides diffère de celle hydrostatique

($gz - p/\rho \neq C$)

Les épures de répartition des vitesses en vertical à l'intérieur du ressaut sont conventionnellement représentées sur la figure ci-dessous. Elles ne correspondent pas non plus à l'écoulement graduellement varié et confirment la présence des vitesses opposées dans le ressaut.

On prend pour l'origine de ressaut une telle section du courant torrentiel en amont du ressaut dans laquelle il existe encore l'épure de répartition des vitesses correspond à l'écoulement de liquide graduellement varié section 1-1.

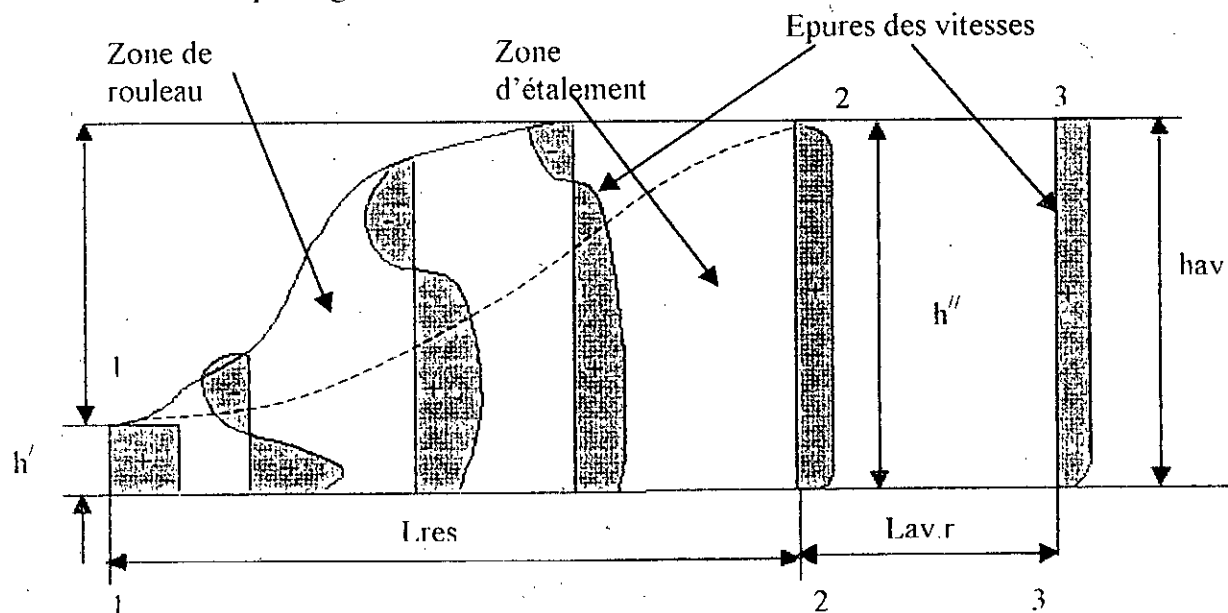


Fig X-1 structure de ressaut

On prend la section 2-2 pour l'extrémité de ressaut dans laquelle se termine en l'accroissement des profondeurs, et la répartition des vitesses du courant fluvial diffère peu de celle correspondant à l'écoulement graduellement varié.

Les profondeurs dans les sections 1-1 et 2-2 limitant le ressaut sont distinguées par h et h'' et s'appelle réciproques ou conjuguées.

La grandeur $a=h''-h'$ est appelée longueur de ressaut. La distance entre les sections 1-1 et 2-2 est appelée longueur du ressaut L_{res} .

L'épure des vitesses se transforme en épure d'un écoulement uniforme et les pulsations s'amortissent jusqu'aux valeurs correspondant à cet écoulement sur la longueur d'une zone en aval du ressaut $L_{av.r}$.

V.3- Types de ressauts

Différents types d'un ressaut hydraulique peuvent être présentés suivant la pente du radier et la forme du canal où se fait l'écoulement. On se limite dans ce qui suit aux trois formes les plus répandues.

- Ressaut hydraulique classique (parfait) ;
- Ressaut hydraulique dans un canal à radier incliné ;
- Ressaut noyé.

V.3.1- Ressaut hydraulique classique :

Basant sur la simplicité de la géométrie du canal (prismatique), ainsi que sur sa particulière importance dans le dimensionnement des bassins de dissipation d'énergie, ce type de ressaut a reçu une attention considérable dans ces derniers temps. C'est dans cette perspective que nous allons le traiter avec soin.

V.3.1.1 Equation fondamentale du ressaut classique :

Examinons un ressaut parfait (classique) dans un lit prismatique à section transversale de forme donnée en le limitant par les sections 1-1 à profondeur h' et 2-2 à profondeur h'' (fig.V.3). Trouvons la liaison entre la première et deuxième profondeur conjuguée en appliquant pour le ressaut le théorème du changement de la quantité de mouvement conformément auquel la projection de l'accroissement de la quantité de mouvement d'un système matériel par unité de temps en une direction quelconque est égale à la projection en même direction de toutes les forces extérieures agissant sur le système.

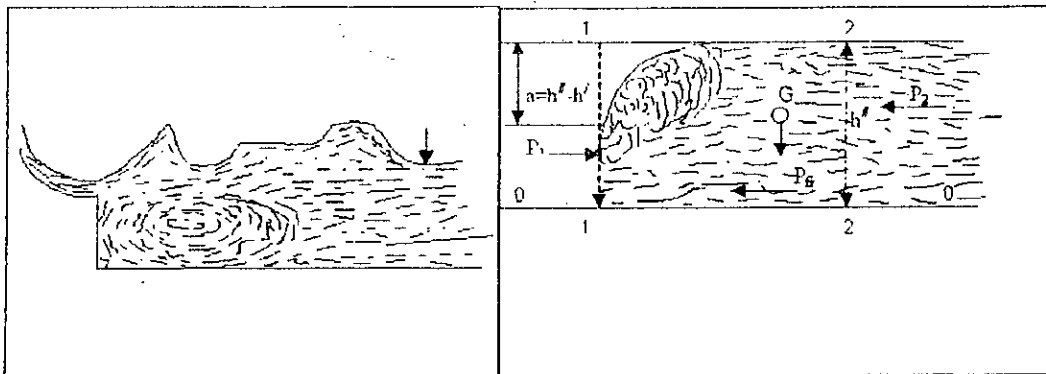


Fig V.2

Fig V.3

Nous allons projeter la quantité de mouvement et toutes les forces sur la direction du mouvement.

L'accroissement de la quantité de mouvement du système examiné par unité de temps est le suivant :

$$\Delta QM = \rho \alpha_2 v_2^2 \omega_2 - \rho \alpha_1 v_1^2 \omega_1 = \rho Q (\alpha_2 v_2 - \alpha_1 v_1) \tag{V.1}$$

Où α_1 et α_2 sont les coefficients de BOUSSINESQ respectivement dans les sections 1-1 et 2-2; ω_1 et ω_2 , les aires respectivement dans les sections liquides 1-1 et 2-2 ; Q, le débit ; v_1 et v_2 les vitesses moyennes dans les sections liquides 1-1 et 2-2.

Le compartiment découpé du liquide est soumis à l'action des forces extérieures suivantes :

- Pesanteur G du liquide dans le compartiment découpé ;
- Force de frottement P_{fr} agissant sur la frontière extérieure du compartiment ;
- Forces de pression hydrodynamique P_1 et P_2 dans les sections 1-1 et 2-2 ;
- Force de réaction du lit prismatique perpendiculaire à l'axe du courant.

La projection de la pesanteur sur la direction du mouvement G_x est en général faible par rapport aux forces P_1 et P_2 . C'est pourquoi, on prend $G_x \approx 0$ ce qui équivaut à la supposition que la pente du fond du courant sur le tronçon de ressaut est nulle ($i=0$)

La deuxième supposition est que la force de frottement extérieur P_{fr} est également insignifiante et on peut la négliger, autrement dit en considère que $P_{fr} \approx 0$.

Alors, on obtient :

$$\sum (P_i)_x = P_1 - P_2 .$$

conformément au théorème de variation de la quantité de mouvement on a:

$$\Delta QM = \sum (P_i)_x$$

ou

$$\rho \alpha_2 v_2^2 \omega_2 - \rho \alpha_1 v_1^2 \omega_1 = P_1 - P_2 \tag{*}$$

Comme le mouvement dans les sections 1-1 et 2-2 est graduellement varié, dans ces section agit la loi hydrostatique de répartition de la pression. C'est pourquoi les forces P_1 et P_2 peuvent être déterminées par les formules de l'hydrostatique.

On a :

$$P_1 = \rho g h_{cg} \omega_1$$

$$P_2 = \rho g h_{cg} \omega_2$$

Où h_{cg} et h_{cg} sont les profondeurs d'immersion sous le niveau du liquide des centres de gravité des aires ω_1 et ω_2 des sections liquides.

En substituant les valeurs de P_1 et P_2 dans la relation (*), on aura :

$$\rho \alpha_2 v_2^2 \omega_2 - \rho \alpha_1 v_1^2 \omega_1 = \rho g h_{cg} \omega_1 - \rho g h_{cg} \omega_2 \tag{V.2}$$

en adoptant $\alpha_1 \approx \alpha_2 \approx \alpha$ et compte tenu de $v_1 \omega_1 = v_2 \omega_2 = Q$, on obtient après simple transformation l'équation suivante :

$$\frac{\alpha Q^2}{g \omega_1} + h_{cg} \omega_1 = \frac{\alpha Q^2}{g \omega_2} + h_{cg} \omega_2 \tag{V.3}$$

Cette dernière équation est appelée équation fondamentale du ressaut parfait. Elle permet de déterminer une profondeur conjuguée du ressaut lorsqu'on connaît l'autre profondeur.

Dans les calculs pratique, comme il est dans notre cas, nous pouvons admettre que le coefficient de BOUSSINESQ est $\alpha \approx 1.02 \approx 1$.

Les résultats des expériences multiples réalisés par les différents chercheurs ont démontré la justesse de l'équation fondamentale du ressaut.

V.3.1.2-Fonction du ressaut et profondeurs conjuguées

Soit le débit Q et la forme du lit donné. Sous cette supposition le premier membre de l'équation fondamentale dépend de la profondeur h , c'est-à-dire c'est une certaine fonction de la profondeur h ; le deuxième membre de cette équation est également fonction de la profondeur h .

C'est pourquoi, on introduit une désignation :

$$\Theta(h) = \frac{\alpha Q^2}{g \omega} + h_{cg} \omega \tag{V.4}$$

Et on appelle cette équation fonction du ressaut.

Alors, au lieu de (V.2) on obtient l'équation suivante :

$$\Theta(h') = \Theta(h'') \tag{V.5}$$

qui relie les profondeurs conjuguées h' et h'' du ressaut parfait !

On analyse l'expression (V.4). Soit donnés le débit Q et la forme du lit, c'est-à-dire le débit q dans l'équation (V.5) est un paramètre ($Q = \text{const.}$). On doit voir comment varie la fonction du ressaut $\Theta(h)$ avec la variation de la profondeur h du courant.

Soit la profondeur h du courant diminue. Alors le premier membre de l'équation (V.4) $\alpha Q^2/g\omega$ croit et le deuxième membre h_{cg} diminue.

$h \rightarrow 0$, On obtient $\alpha Q^2/g\omega \rightarrow \infty$, $h_{cg} \omega \rightarrow 0$ et $\Theta(h) \rightarrow \infty$.

Soit la profondeur h du courant augmente. Alors $\alpha Q^2/g\omega$ diminue, h_{cg} augmente.

A $h \rightarrow \infty$: on obtient $\alpha' Q^2 g \omega \rightarrow \infty, h_{c,g} \omega \rightarrow 0$ et $\Theta(h) \rightarrow \infty$.

Ainsi la fonction du réseau $\Theta(h)$ tant a la diminution qu'a l'augmentation des profondeurs. Donc, a une certaine profondeur h , la fonction. La fonction du ressaut $\Theta(h)$ doit avoir un minimum.

En appliquant les règles des mathématiques supérieures, on peut prouver qu'au minimum de $\Theta(h)$:

$$\frac{\alpha' Q^2}{tg \omega^3} B = 1 \tag{V.6}$$

En comparant l'équation (V-6) avec l'équation de l'état critique du courant, on voit qu'elles sont absolument identiques sous condition que $\alpha' = \alpha$.

Ainsi, on peut faire la conclusion que la fonction du ressaut $\Theta(h)$ a un minimum à la profondeur critique h_{cr} , c'est-à-dire au moment où le paramètre cinétique $P_{cin}=1$

L'équation (V.4) peut être représentée graphiquement si l'on calcule les valeurs numériques des termes de l'équation aux différentes h . la courbe représentée sur la figure ci-dessous (V.4) est construite pour la forme du lit donnée et Q constant.

Comme il en découle de cette courbe, deux profondeurs correspondent à une valeur de $\Theta(h)$. Une de ces profondeurs $h' < h_{cr}$, l'autre $h'' > h_{cr}$, la profondeur h' existe à l'amont du ressaut, la où le courant est torrentiel ; la profondeur h'' se situe en aval du ressaut, la où le courant est fluvial.

La courbe démontre également qu'en cas où Q est constant et la forme du lit donnée, on peut avoir un nombre infini de paire de profondeurs conjuguées h' et h'' correspondant aux différentes valeurs de la fonction du ressaut $\Theta(h)$. Mais à chaque première profondeur conjuguée h' on ne peut correspondre qu'une seule deuxième profondeur conjuguée h'' et vice versa. Au cas où $\Theta(h)$ atteint la valeur minimale, c'est-à-dire l'état du courant est critique, on a $h' = h'' = h_{cr}$ et, par conséquent, le ressaut est impossible.

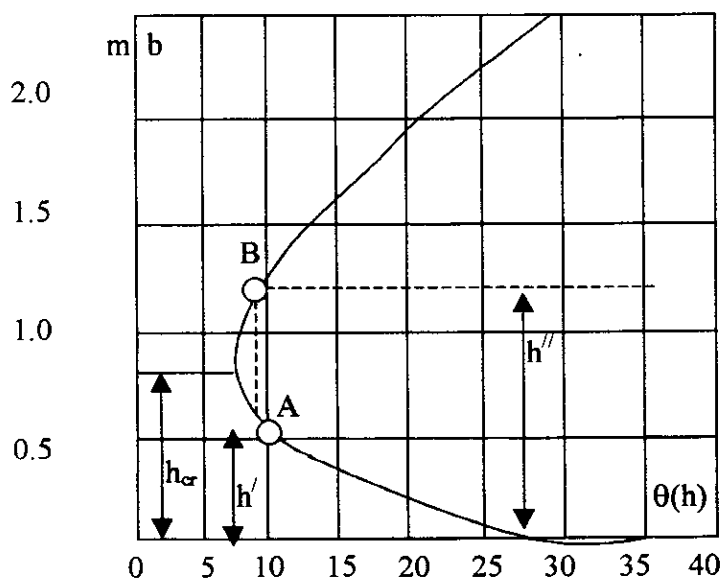


Fig V.4

A l'aide de la courbe de la fonction du ressaut ou par choix des valeurs dans l'équation (V.3), on peut déterminer une des profondeurs du ressaut si l'autre est connue dans le lit à toute forme donnée de la section transversale.

Pour les lits prismatiques de forme rectangulaire, l'équation (V.3) peut être ramenée à une forme plus simple est commode.

Pour un lit rectangulaire on a $\omega = bh$, et $h_{c.g} = h/2$

La transformation de (V.3), donne

$$h'' = \frac{h'}{2} \left(\sqrt{1 - 8P'_{cin}} - 1 \right) \quad (V.7)$$

$$h' = \frac{h''}{2} \left(\sqrt{1 - 8P''_{cin}} - 1 \right) \quad (V.8)$$

Où P'_{cin} et P''_{cin} sont les paramètres cinétiques dans les sections en amont et en aval du ressaut.

les équations (V.7) et (V.8) permettent à $h'' > 2h'$ d'obtenir les conditions suivantes du ressaut parfait :

$$P'_{cin} \geq 3 \quad \text{et} \quad P''_{cin} \leq 0.375.$$

Au calcul des profondeurs conjuguées dans les lits trapézoïdal et parabolique, on utilise souvent les courbes, tableau et nomogrammes spéciaux

V.3.1.3-Etudes expérimentales du ressaut parfait

Le ressaut parfait est étudié de façon détaillée dans les canaux de laboratoire hydrauliques permettant d'obtenir facilement le ressaut de forme donnée.

Des recherches multiples ont été réalisées pour étudier le ressaut parfait dans un lit prismatique. Conformément aux données de ces études, le professeur M. Tchertoussov a construit le graphique représenté sur la figure V.5.

Le graphique est construit dans les coordonnées h''/h' et $\sqrt{P'_{cin}}$. Les petits cercles indiquent sur la figure les données des expériences et la ligne continue, la courbe théorique $h''/h' = f(\sqrt{P'_{cin}})$ construite d'après l'équation(V.6). Pour calculer $\sqrt{P'_{cin}}$ on a pris $\alpha=1$ d'après les données expérimentales.

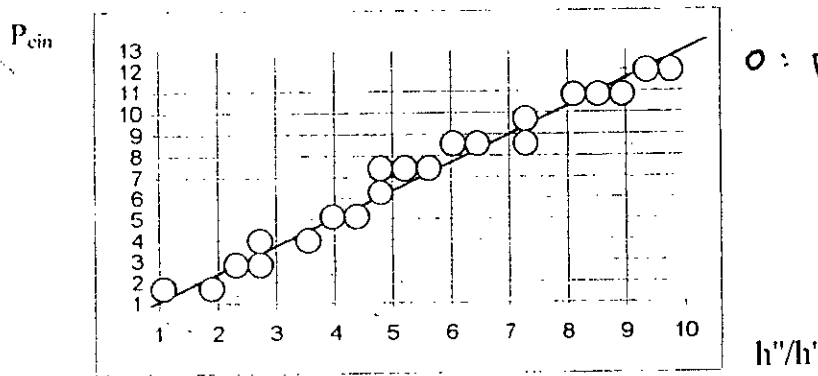


Figure V.5 :

Le graphique indique que les résultats des calculs théoriques concordent bien aux résultats expérimentaux. Les points expérimentaux sont très proches de la courbe théorique. Seulement, dans la partie inférieure de la courbe, à $P_{cin} < 3$ et $h''/h' < 2$, les écarts dépassent ceux admissibles. Ceci se comprend bien parce qu'à $P_{cin} < 3$ le ressaut parfait se transforme en un ressaut ondulé ou ressaut-onde pour lequel l'équation (V.6) n'est pas valable.

Les résultats des études expérimentales confirment l'exactitude de l'équation fondamentale du ressaut (V.3) établie à la base du théorème sur le changement de la quantité de mouvement et permettent de prendre $\alpha = 1$ pour le calcul des profondeurs conjuguées.

V.3.1.4 Perte d'énergie dans le ressaut

Au moment du ressaut une partie de l'énergie spécifique du courant se trouve perdue. Pour définir les pertes d'énergie on doit examiner le ressaut dans un lit prismatique à pente du fond $i=0$.

On établit l'équation de Bernoulli pour les sections 1-1 et 2-2 par rapport au plan de comparaison 00 coïncidant avec le fond du courant (fig.V.1)

On a :

$$h' + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = h'' + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_{p.c.} \tag{V.9}$$

Où $h_{p.c}$ sont les pertes d'énergie dans le ressaut entre les sections 1-1 et 2-2; α_1 Et α_2 , les coefficients de l'énergie cinétique respectivement pour les sections 1-1 et 2-2.

On obtient de l'équation :

$$h_{p.c} = (h' - h'') - \left(\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \right) \tag{V.10}$$

La dernière formule permet de déterminer les pertes de charge dans le ressaut dans un lit prismatique de forme arbitraire de la section transversale si on connaît h' , h'' , $v_1=Q/w_1$, $v_2=Q/w_2$, α_1 Et α_2 .

Pour un lit rectangulaire, il découle des équations.....(V.3) et (V.9) à

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 1 \text{ que}$$

$$h_{p.c} = \frac{(h' - h'')^3}{4h'h''}$$

La formule (V.10) permet de déterminer les pertes de charge spécifique dans le ressaut de lit rectangulaire.

L'énergie perdue dans le ressaut dépasse de dizaine fois celle que dépense le courant en écoulement graduellement varié en état torrentiel ou fluvial sur le tronçon dont la longueur égale à celle du ressaut.

V.3.1.5 Longueur du ressaut parfait

Pour le calcul de bief d'aval des ouvrages hydrotechnique, on doit connaître non seulement les profondeurs conjuguées du ressaut parfait, mais également sa longueur l_{res} .

On comprend sous la longueur du ressaut l_{res} la distance entre la section profonde de h' à l'origine du ressaut et la section en aval du rouleau dans laquelle la profondeur atteint pratiquement la valeur de la deuxième profondeur conjuguée h'' .

Le problème de détermination de la longueur du ressaut parfait n'est pas encore résolu théoriquement. L'étude de la longueur du ressaut a été plutôt expérimentale. Le résultat est qu'on a obtenu une série de formule empirique dont certaines sont données plus bas.

La longueur du ressaut l_{res} dans un lit rectangulaire peut être déterminé à l'aide des formules empiriques suivantes :

$$l_{res} = 2.5(1.9h'' - h'), \quad (V.11) \quad \text{Formule de PAVLOVSKI.}$$

$$l_{res} = 10.3h' \left(\sqrt{P'_{cin}} - 1 \right)^{0.81}; \quad (V.12) \quad \text{Formule de TCHERTOUSSOV.}$$

$$l_{res} = 4h' \sqrt{1 + 2P'_{cin}}; \quad (V.13) \quad \text{Formule de PIKALOV.}$$

$$l_{res} = \left(3 - \frac{19}{\sqrt{P'_{cin}}} - \frac{30}{\sqrt{P'_{cin}}} \right) (h'' - h') \quad (V.14) \quad \text{Formule d'AIVASIAN.}$$

Les formules (V-11) et (V-13) peuvent être appliquées pour $P'_{cin} > 10$.

La formule (V-14) est juste à $3 < P'_{cin} < 400$.

Outre la longueur du ressaut $l_{av,r}$ pour une conception rationnelle du bief aval des ouvrages hydrotechniques et la fixation du lit dans la zone transitoire où le courant torrentiel devient fluvial.

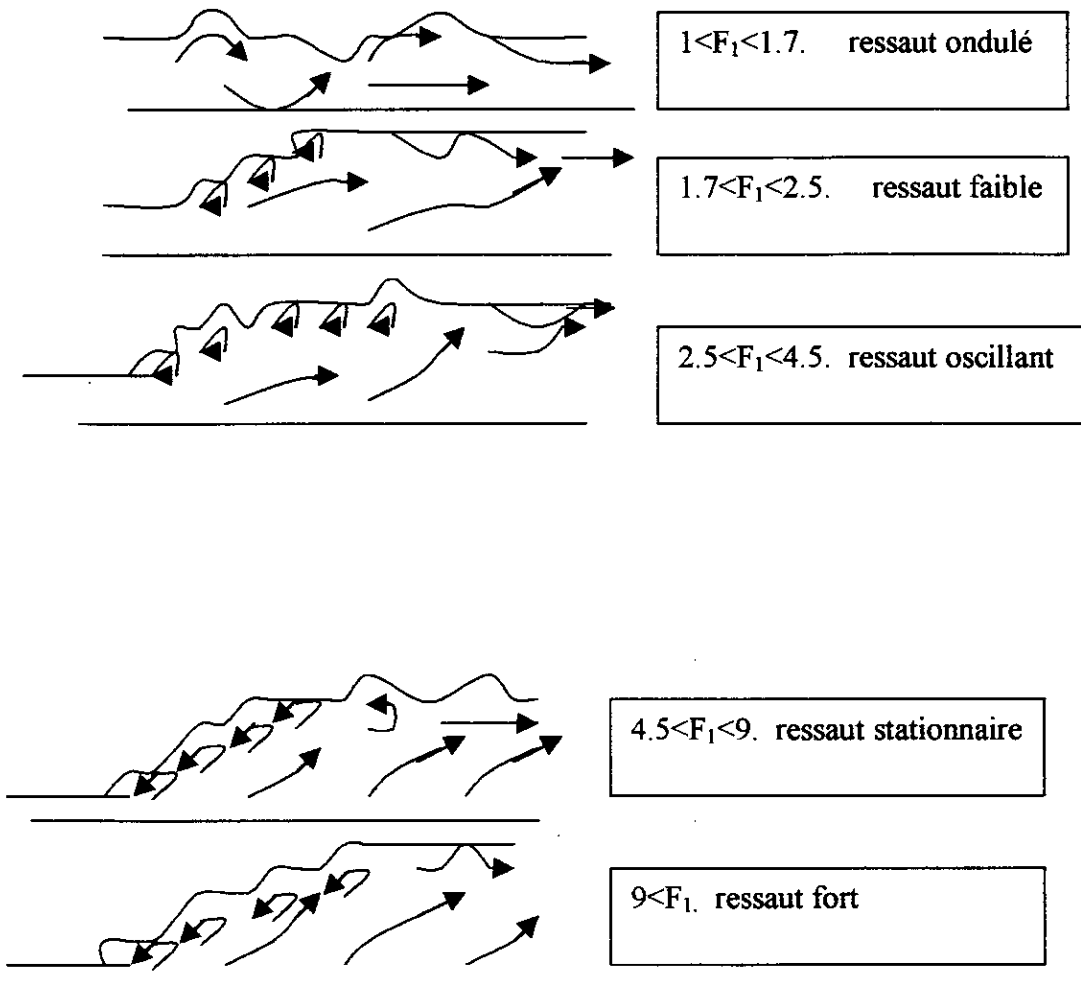
Pour déterminer $l_{av,r}$ M, TCHERTOUSSOV propose une formule approximative suivante :

$$l_{av,r} = (2.5 \text{ à } 3) l_{res}$$

V.3.1.6 Ecoulement interne du ressaut hydraulique

a. Formes de ressaut

Selon la valeur de nombre de Froude amont, F_1 , un ressaut hydraulique peut correspondre à différentes formes d'écoulement. La figure (V.6) permet d'établir une classification selon l'allure générale de la surface libre.



Pour $1 < F_1 < 1.7$ un *ressaut ondulé* apparaît. La transition entre l'écoulement torrentiel et l'écoulement fluvial est graduellement variée, les pertes de charge étant essentiellement dues aux frottements sur les parois du canal.

Pour $1.7 < F_1 < 2.5$, l'apparition du ressaut est encore ondulée, mais avec des zones de séparation à la surface. La dissipation d'énergie est encore faible et c'est la raison pour laquelle le domaine $1 < F_1 < 2.5$ est normalement exclu pour les ressauts hydrauliques proprement dits : c'est le *ressaut faible*.

Pour $2.5 < F_1 < 4.5$ l'écoulement est pulsatoire ; la plus grande turbulence se vérifie soit à la surface soit près du fond, c'est le *ressaut oscillant* (fig.V.6) . Chaque pulsation produit une onde de période irrégulière, qui dans la nature peut se propager sur plusieurs kilomètres, ce qui peut causer des dommages aux berges.

Pour des nombres de Froude compris entre environ 4.5 et 9, le ressaut est bien caractérisé et bien localisé : *ressaut établi* (fig.V.6)

Enfin pour des valeurs de F_1 supérieur à 9, on constate des masses d'eau qui roulent par-dessous, au début du ressaut, et tombent sur les circuits rapides d'amont, d'une manière intermittente, provoquant des nouvelles ondulations en aval : *ressaut fort* (fig.V.6).

En général, le domaine d'application du ressaut dans les constructions hydrauliques se situe entre $3.5 < F_1 < 9$. pour $F_1 > 9$, le ressaut est si fort qu'il devient presque impossible de protéger le dissipateur contre les forces libérées. De plus, l'écoulement prend plutôt l'allure d'une mousse que d'eau, tant l'entraînement d'air est important.

b. Profil de surface

Selon les essais de RAJARATNAM et SUBRAMANYA la représentation adimensionnelle du profil de la surface est possible si $3.5 < F_1 < 10$ et $h_1 > 0.05m$. selon SCHRODER, on introduit

$$X = x/L_r, \quad f = \frac{h - h_1}{h_2 - h_1} \text{ -----(V.11)}$$

Où x est la coordonnée longitudinal avec origine au pied amont du ressaut (fig. V.7).

La figure (V.7) permet la détermination du profil de la surface $h(x)$, en supposant que h_1 , h_2 et L_r sont données. A cause des ondes de surface et de la forte turbulence, la surface réelle du ressaut n'est pas une ligne précise et unique. Des fluctuations temporelles caractérisent la surface sur toute la longueur du ressaut.

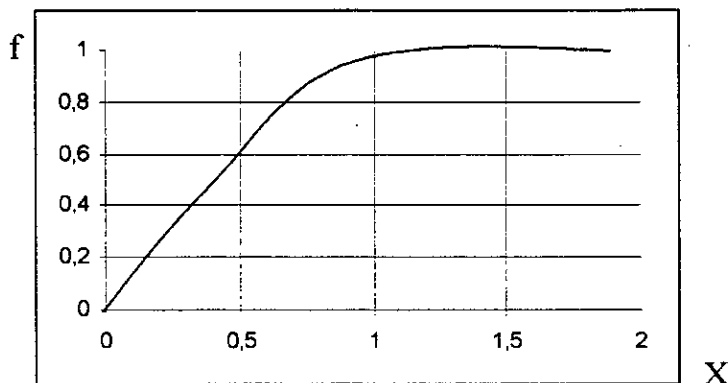


Fig.V.7 Profil de surface d'un ressaut hydraulique plan

c. Vitesses à la surface

La caractéristique longitudinale du ressaut qui est la plus facile à observer est la longueur du rouleau L_r . Pour $0 < x < L_r$, les vitesses de surface V_s sont opposées à la direction principale de l'écoulement. Il faut donc distinguer entre la zone du rouleau et la zone à l'aval du rouleau. Soit :

$$X^* = 1 - \frac{3}{8} \sqrt{Y-1} (X-1), \quad f^* = \frac{V_s}{V_2}$$

On retrouve alors la même fonction $f(X) = f^*(X^*)$ pour $0 < X < 1$ (fig.V.8). Bien que le fuseau soit important, cette figure indique néanmoins les tendances prépondérantes pour les vitesses de surface.

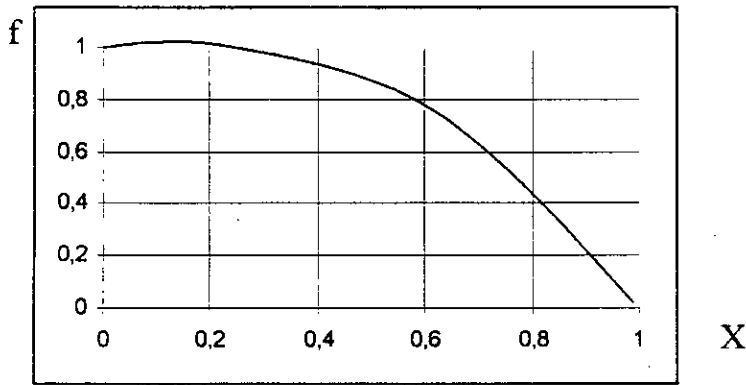


Fig.V.8 Vitesse de surface adimensionnelle pour $0 < X < L_r$ et $x > L_r$

d. Vitesses au fond

La vitesse de l'eau près du fond du canal V_f dans un ressaut hydraulique revêt un intérêt particulier dans un cours d'eau à fond mobile. Si ces vitesses sont trop élevées, un endommagement sérieux par érosion risque de se manifester.

Soit :

$$X = x/L_r, \quad f = \frac{V_f - V_2}{V_1 - V_2} \quad (V.12)$$

Où v_1 et v_2 sont les vitesses à l'amont et à l'aval du ressaut. La figure V.9 reflète les observations de Schroder. On constate que $f(X=1) = 0.2$, donc $V_f = 0.2V_1 + 0.8V_2$.

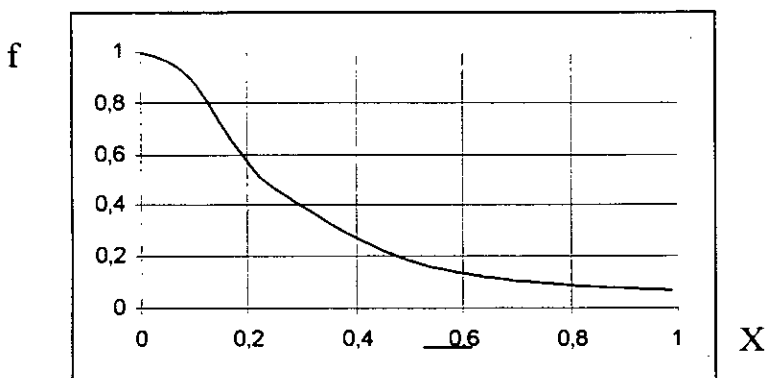


Fig V.9 Vitesse relative $f = (V_f - V_2) / (V_1 - V_2)$ le long du fond

Pour $X = 1.5$, la figure V.9 donne $f \approx 0.04$, donc $V_f = 0.04V_1 + 0.96V_2$. $X = 1.5$ correspond à peu près à l'extrémité aval du ressaut (longueur L_j). Avec $V_1/V_2 = Y = (\sqrt{2} F_1 - 1/2)$ et

$V_2=Q/(bh_2)=V_1h_1/h_2$, on déduit

$$V_1/V_2= 1+ 0.06F_1 \text{ pour } X=1.5$$

V_1 doit être comparé avec la valeur limite pour laquelle le fond reste encore stable.

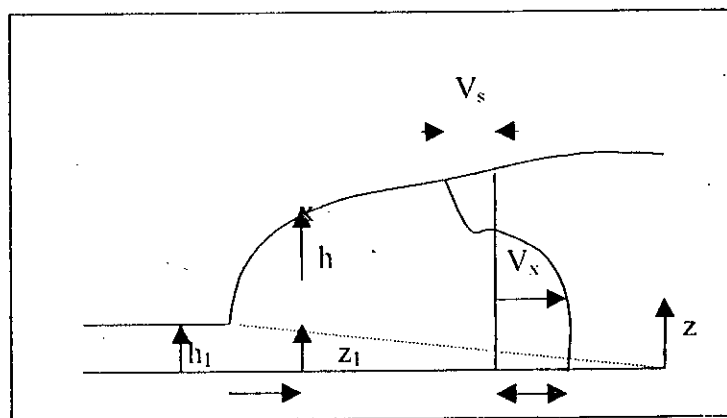
e. Répartition de la vitesse

La figure V.10 montre l'évolution longitudinale et transversale de la vitesse axiale pour un ressaut hydraulique à $F_1 > 5.0$. il apparaît que la répartition verticale près du fond reste presque uniforme. Il existe une zone non perturbée de hauteur z_1 (fig. V.10). Au-dessus de la ligne pointillée, les profils de vitesse ont l'allure d'une fonction de Gauss.

Soit z la coordonnée verticale mesurée depuis le fond. Comme indique sur la figure V.10, z_1 est l'épaisseur de noyau potentiel (zone de jet non perturbée), qui dépend essentiellement de h_1 . D'après SCHRODER, on peut exprimer la coordonnée verticale adimensionnelle par

$$Z= 2\left(\frac{z-z_1}{h-z_1}\right), \quad z_1=h_1\left[\frac{h_2-h}{h_2-h_1}\right].$$

Donc $z_1=z_1(h)=z_1[h(x)]$. Les valeurs extrêmes correspondent évidemment à $z_1(h=h_1)=h_1$ et à $z_1(h=h_2)=0$.



FigV.10 Notations pour l'écoulement interne du ressaut hydraulique.

Ces indications et les informations concernant les vitesses au fond et en surface permettent de préciser le profil universel de la vitesse en fonction de Z . la figure V.10 permet alors d'évacuer $V_x(z,x)$, une fois $V_1(x)$, $V_s(x)$ et $h(x)$ connus. Des résultats comparables ont été obtenus par RAJARTNAM et Al.

Concernant la structure turbulence de ressaut hydraulique, les indications de ROUSE et Al. et EASCH et Al. Peuvent être consultées.

e. Répartition de la masse volumique et de la pression :

Les figures V.11b) et c) montrent la répartition de la masse volumique et de la pression en sens longitudinal en divers endroits x , $0 \leq x \leq l_j$. Quand à la masse volumique et l'eau pure $\rho_e(x=0) = 1 \text{ t m}^{-3}$, on constata qu'elle reste inchangée près du fond auprès du pied du ressaut. Pour $x > L_r$, la répartition de ρ est de nouveau presque uniforme.

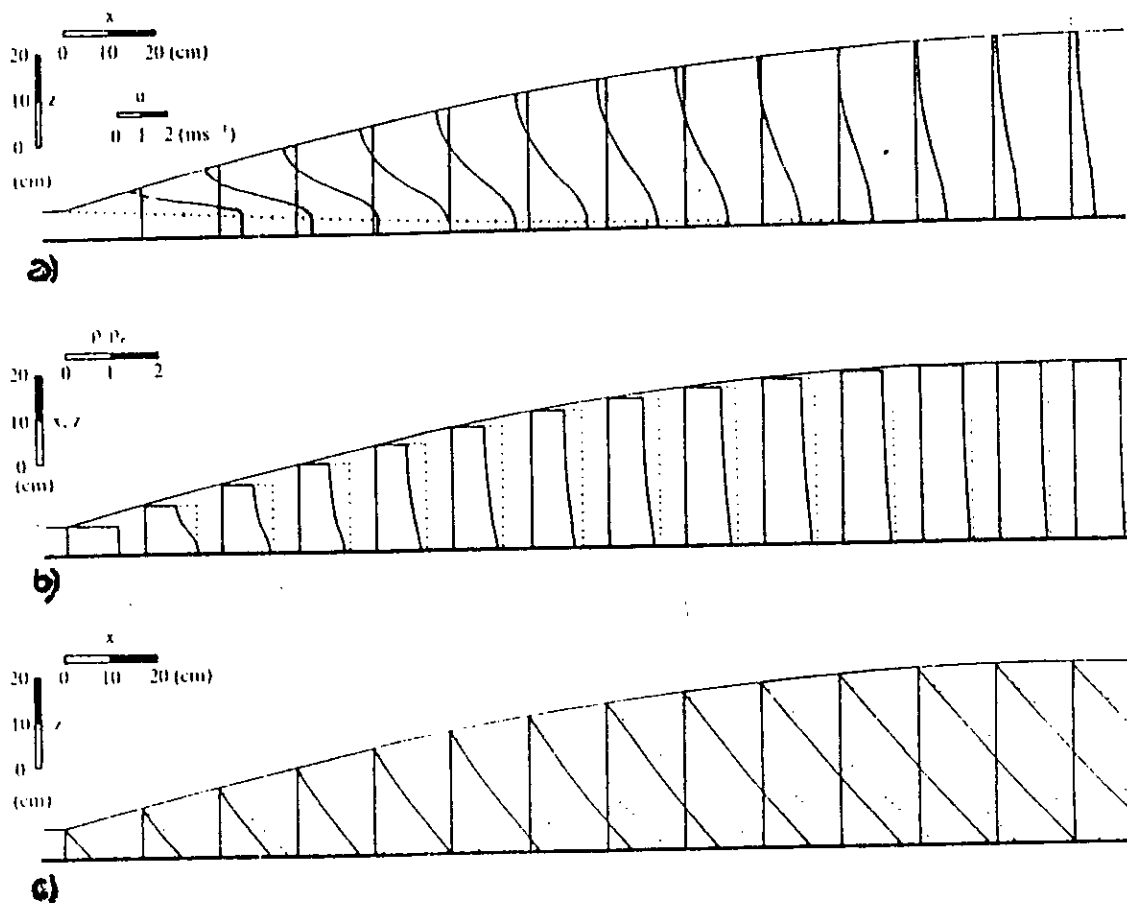


Fig V-11

La répartition de la pression est représentée dans la figure (V.11c). On constate une longueur d'écoulement importante avant que la répartition hydrostatique apparaisse à nouveau.

V.3.1.7 Localisation du ressaut

Il résulte de ce qu'on a dit précédemment que le ressaut se produit toujours au coure de passage d'un régime torrentiel à un régime fluvial et dans une section où les quantités de mouvement total on la même valeur.

En supposant que l'on connaît les formes de la surface libre de régime torrentiel d'amont et fluvial d'aval, on détermine le long de profil longitudinal, la valeur de

$\mathfrak{R} = \rho \frac{Q^2}{S} + \omega y S$ correspond à plusieurs profondeurs d'eau, soit de régime torrentiel, soit de régime fluvial. Le point de rencontre de ces deux courbes définit la position de ressaut.

On peut aussi utiliser la notion de la profondeur conjuguée, surtout dans les canaux rectangulaires. On porte le long de profil longitudinal les profondeurs conjuguées correspondant aux diverses profondeurs d'eau, connues à partir du tracé de la courbe de remous. Le point où la ligne des profondeurs conjuguées du régime torrentiel rencontre la surface libre du régime fluvial, ou vice versa, donne l'emplacement de la section où se produire le ressaut.

V.3.1.8 Aération du ressaut hydraulique :

Le transport d'air dans le ressaut hydraulique est représenté à la figure (V.1b). on constate que l'air est essentiellement entraîné au pied du ressaut entre l'écoulement proche du fond et le rouleau.

Les effets d'entraînement d'air dus à un ressaut hydraulique ne sont pas rarement décrits. RAJARYNAM (1970) fait exception et montre que la concentration moyenne de l'air croît fortement dans la zone d'aération $0 < X < L_r/6$; Pour des valeurs de x plus grandes (zone de désaération), elle décroît asymptotiquement vers 0. des essais à ce sujet ont été effectués par RESCH et AL.

Soit $\beta = Q_a/Q_e$ le rapport entre le débit d'air et le débit d'eau. Quand à la répartition locale, on a donc $\beta(x=0)=0$ et $\beta(x \rightarrow \infty)=0$. le max de la fonction $\beta(x)$ apparaît pour $\beta(L_r/6) = \beta_{\max}$ et a été trouvé par RAJATNAM.

$$\beta_{\max} = 0.018(F_1 - 1)^{1.25}$$

Les méthodes de calcul présentées dans le présent chapitre se fondent sur un écoulement d'eau pure, c'est-à-dire sur un fluide homogène non aéré, à l'amont du ressaut. Or, pour des coursiers à pente et longueur importante, l'écoulement à l'amont du ressaut est normalement aéré. Si l'on considère pourtant l'incertitude relative valeurs de base h_1 et F_1 , l'effet de l'écoulement aéré à l'amont du ressaut peut être négligé.

D'après les essais de HERBRAND, un mélange d'eau et d'air à l'amont du ressaut hydraulique à l'importe quel rapport β n'influence pas la pression au fond du canal. Untel mélange peut être considéré comme un fluide homogène qui ne diffère de l'eau pure que par sa densité.

HERBRAND démontre en outre que la quantité de mouvement d'un mélange eau-air est plus grande que l'expression correspondante pour l'eau pure. Cette augmentation n'est influencée que par le terme de la pression ; le terme d'inertie reste identique dans les deux cas. A l'amont d'un ressaut hydraulique en canal rectangulaire, l'impulsion totale s'écrit

$$S = \frac{bh_1^2}{2} + \frac{Q^2}{gbh_1} = \frac{bh_1^2}{2} [1 + 2F_1^2]$$

Pour $F > 4$, le second membre de la parenthèse est beaucoup plus que le premier. L'effet de la pré aération sur les hauteurs conjuguées et la longueur du ressaut est donc négligeable.

V.2. Ressaut hydraulique dans un canal à radier incliné

V.2.1.a Classification des ressauts

A l'aval des ouvrages d'évacuation ou de vidange, un ressaut hydraulique se forme souvent à l'extrémité d'un canal à pente $\theta > 0$. Si la submersion aval est faible, le ressaut apparaît entièrement sur la partie pratiquement horizontale, mais il se déplace vers l'amont pour des submersions aval plus importantes.

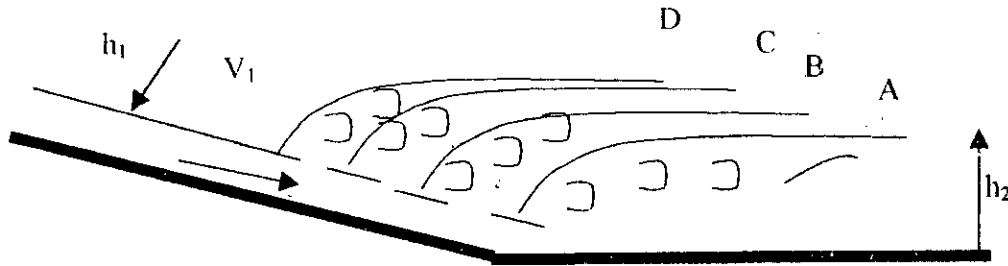


Fig V.12 types de ressaut sur radier incliné

1. Ressaut hydraulique sur pente C

Les essais de KINDSVATER et PETERKA indiquent que, pour un nombre de FROUDE amont $F_1 = V_1 \sqrt{gh_1}$ donné, le rapport des hauteurs conjuguées $Y = h_2/h_1$ augmente avec la pente amont. La relation $Y = [1 + \tan(2\theta)]^2 [\sqrt{2}F_1 - 1/2]$

Reflète les résultats obtenus par ces auteurs.

La longueur L_j d'un tel ressaut dépend de nombre de FROUDE amont F_1 et de la pente θ du canal amont. Le rapport L_j/h_2 en fonction de F_1 et θ est représenté dans la figure V.12.

$$L_j/h_2 = [1 - \sin(2\theta)] \frac{35\sqrt{F_1}}{8 + F_1}$$

peut être utilisée si $2 < F < 20$ et $\theta < 30\%$

2. Ressaut sur pente type B

Pour des pentes de radier θ élevées, la longueur de rouleau L_r dépasse normalement le point de changement de pente et ressaut de type B apparaît. La figure V.12 représente ce type de ressaut que l'on rencontre souvent dans les aménagements hydro-électriques de basse chute. Soit h_1 la hauteur de pression au pied du ressaut,

$$F_1^2 = \frac{Q^2 \cos^2 \theta}{gb^2 h_1^3}$$

Le carré d nombre de FROUDE d'un écoulement sur pente et z_1 la hauteur du fond au pied de ressaut par rapport au radier horizontal aval. Les caractéristiques d'un ressaut type B peuvent alors être décrites entièrement par $Y = h_2/h_1$ et $E = (h_2 - z_1)/h_2$. Le dernier paramètre indique la position du pied du ressaut sur le canal à forte pente.

Comme cela a été démontré expérimentalement pour $\theta = 45^\circ$, le rapport des hauteurs conjuguées Y en fonction de F et E suit la fonction

$$Y = 23.5 \left(1 + \frac{3}{2} E \right)^{2.2} + \frac{\sqrt{2}(F_1 - 3)}{\text{Th} \left(\frac{5}{2} E \right)}$$

$E=0$ correspond à un ressaut de type B fortement submergé, tandis que $E=1$ indique le ressaut type A.

Les ressauts types A et B peuvent être donc entièrement couverte avec $0 \leq E \leq 1$.

L'efficacité d'un ressaut type B, $\eta = \Delta H / H_1$ décroît avec E pour un nombre de FROUDE F fixé. La longueur relative du rouleau de surface $\lambda = L_r / h_2$ en fonction de F et E est représentée à la figure V.12. On constate que λ est compris entre 4 et 7 et que, pour une valeur de E constante, il décroît lorsque F croît.

3. Ressaut submergé

Toutes les fois que la profondeur d'eau en aval est supérieure à la profondeur conjuguée du ressaut, h_2 , il se produit un ressaut submergé (figure V.13)

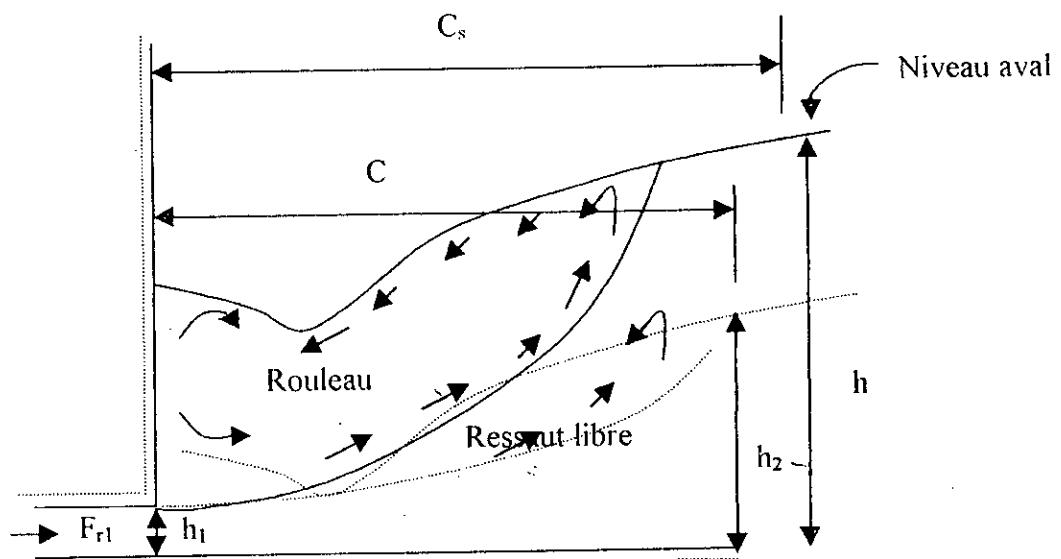


figure V.13

Où l'atmosphère n'a pas un accès direct dans le corps du ressaut se qui résulte de l'entraînement de l'air dans un ressaut submergé est beaucoup moins important que dans un ressaut libre.

Le degré de submersion est défini par le rapport $S_j = (h - h_2) / h_2$.

La longueur de ressaut submergé est donnée par la relation : $L_{res,s} = (4.9 S_j + 6.1) h_2$

Un ressaut hydraulique submergé est caractérisé surtout par des pressions dynamiques importantes et des ondulations consistantes. En évitant ces inconvénients l'utilisation d'un ressaut submergé augmente, d'une façon appréciable, la performance de bassin de dissipation.

V.3.4 Ressaut hydraulique dans des canaux non rectangulaires

Les ressauts hydrauliques dans les canaux non rectangulaires ont reçu, de l'importance, récemment, surtout, dans ceux de forme trapézoïdale, triangulaire, circulaire et également la forme en U. Comme démontrer par les dernières approches conventionnelles, les ressauts dans ces canaux sont plus efficaces de point de vue dissipation d'énergie que ceux dans un bassin rectangulaire aux valeurs égales de F_1 et h_1 . Cette efficacité de dissipation d'énergie est basée surtout sur le développement des rouleaux au fond du canal, ce qui augmente la vorticité de l'écoulement et par conséquent une très forte dissipation d'énergie en turbulence.

Les principales conclusions des études menées sur ces formes de ressaut ont fait l'accent sur plusieurs inconvénients, tels que : la profondeur excessive du bassin de dissipation pour confiner le ressaut ; le nombre de Froude minimal pour qu'il se produise un ressaut stable dans ces canaux est plus important que celui dans un canal rectangulaire ; le volume exigé pour un bassin amortisseur de ce type est plus grand que celui d'un bassin rectangulaire comparable. De ce fait, l'utilisation des ressauts dans les canaux non rectangulaires ne se justifie pas économiquement.

- Représentant une structure courte et économique.

VI.2 Avantages d'un bassin de dissipation :

- Sécurité au fonctionnement ;
- L'abondance des connaissances ;
- Les expériences.

VI.3 Inconvénients :

- Les problèmes avec l'écoulement asymétrique à l'amont ;
- Dissipation faible avec des petits nombres de FROUDE ;
- Les extensions relativement longues pour le protéger contre l'affouillement ;
- Ce type de dissipateur est confié à vitesse d'entrée inférieure à 30m/s.

Le tableau ci-dessus énumère quelques résultats généraux sur des dissipateurs d'énergie :

Type de dissipateur	La hauteur de la charge a l'entrée	Avantages	Inconvénients
A ressaut	$H < 10$; $30 < H < 50$	- Simplicité au conception, maintenance, sécurité - abondance des connaissances et expériences.	Longue structure ; Affouillement ; Domaine limité de F
Avec accessoires d'amortissements	$10 < H < 30$	Absence de pulvérisation, compacité et stabilité du ressaut.	Dommmages dus à la cavitation
Avec jets	$30 < H < 50$	Pas de risque au pied de barrage, indépendance de bief aval.	Erosion ; Pulvérisation nécessite un grand espace.

Accordant à cette comparaison, les bassins de dissipations à ressaut hydraulique les plus souvent adoptés avec des modifications :

- Stabilisé le ressaut sous les différentes conditions à l'aval et à l'amont ;
- Tenir compte de la moindre profondeur aval du bassin, ce qui réduit le coût des excavations ;
- Améliorer la dissipation d'énergie et augmenter son efficacité ;
- Réduire l'action des endulations à l'aval ; ainsi que celle de l'affouillement ;
- Réduire la longueur de bassin ;
- Adopter le bassin aux canaux de sortie et d'entrée ;

Clairement, ces dispositifs doivent être considérés comme le concept idéal d'un bassin de dissipation, qui incluent une amélioration globale de l'efficacité des ressauts.

Chaque type de bassin concurrentiel a un ou plusieurs distincts par rapport au ressaut hydraulique classique, mais certains inconvénients dans l'exécution, d'autres éléments sont également inclus.

Une conception complète prend en considération les éléments impropriété par les quel un bassin à ressaut devient un bassin très efficace, d'où le choix dépend de plusieurs points additionnels, comme :

- le type de barrage
- le but de l'ouvrage
- La géologie, les propriétés de sol, le niveau d'eau souterraine.
- Les conditions de bief à l'amont
- Les conditions de bief à l'aval, y compris les propriétés du lit de rivière, la constance du niveau d'eau, la sensibilité à l'action des vagues, et la submersion
- Les particularités locales
- Enfin, l'expérience du concepteur avec certains types de bassins.

VI.4 Cuvette de dissipation submergée(par rouleau) :

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

Deux types de cuvette ont été adoptés :

- a) **Solide** : dans la première, l'écoulement à la sortie est entièrement dirigé vers le haut, et forme à la surface de l'eau un matelas et deux rouleaux, l'un sur le saut et l'autre immédiatement en aval, près de lit.
- b) **Avec déflecteur** : 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 aval assez bas, elle peut se produire l'éjection de rouleau, nous appelons niveau d'éjection, N_e , le niveau à partir du quel le rouleau commence à être éjecté. Pour des niveaux aval plutôt haut, les sauts émergées fonctionnent mal et produisent des érosions significatives près de la fondation de la structure.

Chapitre VII
Types des
bassins de dissipation

Introduction :

Des grandes structures ont des circonstances peu communes, un bassin de dissipation ne peut être examiné dans un laboratoire hydraulique ou il le peut être, mais avec beaucoup de dispositifs et considération, bien que la conception finale n'implique pas une série d'étude sur modèle. Basé sur ce fait, plusieurs bassins normalisés ont été développés :

- Bassin de type SAF(Saint Anthony Falls)
- Bassin de type USBR(United States Bureau of Reclamation)
- Bassin de type VNIIG(Institut d'hydrotechnique d'ex-urss)

Ces bassins ont été examinés sur une gamme considérable des paramètres (débit déversé Q , la vitesse d'entrée V_1 , le tirant d'eau h_1 , entre autres quantités, et leur performance sous des conditions réelles a été bien connue. Une telle approche peut être justifiée techniquement et économiquement. Les dépenses supplémentaires mise en vigueur pour le développement des structures normalisées peuvent être économisées par la conception des bassins plus tard sans recours à des études complètes ou limitées sur modèle.

VII.1 Bassin à ressaut :

Rappelons que dans ce chapitre en tient compte que de cas d'un bassin à ressaut qui représente un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval. Les bassins à ressaut ont été étudiés très complètement par le USBR et les règles de construction découlant de cette étude figurant d'une façon détaillée dans le «design of Small Dams»

Tous d'abord, la forme de ressaut et ces caractéristiques dépendent directement de

nombre de F_1

$$F_1 = V_1 / \sqrt{gh_1}$$

h_1 = tirant d'eau d'entrée

V_1 = vitesse à l'entrée

F_1 est proportionnel à la vitesse donc dépend directement de la hauteur de chute, Pratiquement dès que cette dernière dépasse 6m, V devient supérieur à 10m/s. Pour des barrages de 15 à 18m de haut(et en admettant une perte de charge de 20%) elle peut atteindre 16 à 17m/s.

F est inversement proportionnel à $\sqrt{y_1}$, on peut donc faire croître F en diminuant y_1 ce qui revient à augmenter la largeur de coursier et du bassin. Il est nettement claire que de point de vue hydraulique on a souvent intérêt à augmenter F donc a diminué- y mais cela augmente le coût de l'ouvrage. D'où la nécessité d'une étude qui conduira à l'optimum économique.

VII.2 Différents types de bassins suivant F :

- 1- pour $F=1$ $y = y_c$ le ressaut ne peut pas se former.
- 2- pour $1 < F < 1.7$

Le courant incident a une profondeur légèrement inférieure à la profondeur critique ; le passage à un niveau supérieur est graduel et ne se manifeste que par une agitation de surface.

Il n'est alors pas nécessaire d'établir un bassin spécial de dissipation. Pour $F=1.7$ le tirant d'eau à la sortie y_2 est de l'ordre de 2 fois de celui de l'entrée y_1 , et la vitesse de sortie d'environ de moitié.

Aucun déflecteur n'est nécessaire ; il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de l'ordre de 4 à 6 fois y_2 à partir de l'endroit où la profondeur commence à se modifier (c'est-à-dire immédiatement après la rupture de pente en fin de coursier)

- 3- pour $1.7 < F < 2.5$ un ressaut hydraulique commence à apparaître mais n'est pas très turbulent (on parle de «pré-ressaut»)

Les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires et il faudra simplement veiller comme en 2, à ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement.

4- pour $2.5 < F < 4.5$ le phénomène est dans un stade de transition et il se forme un ressaut instable, le jet incident se développant d'une façon intermittente le long de fond ou de la surface libre cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par des obstacles.

Pour amortir les mouvements des vagues on a intérêt à prendre pour le bassin une profondeur $y_2' = 1.1y_2$.

5- pour $F > 4.5$ le ressaut se produit alors nettement. La mise en place de blocs, de déflecteur permettent de raccourcir et évitent le déplacement de ressaut à l'aval.

Les blocs chicanes sont soumis à leur face amont à une force :

$$f = 2\omega S \left(y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad f \text{ en Newton}$$

ω = poids spécifique de l'eau (10^4N/m^3)

S = aire de la face amont de bloc (m^2)

$y_1 + V_1^2/2g$ Energie spécifique de la lame d'eau à l'entrée.

VII.3 Bassin à ressaut hydraulique USBR:

a) bassins à plan rectangulaire et fond horizontal

Ces bassins auront les dimensions pour confiner le ressaut formé dans les limites de débit de dimensionnement. Il convient d'en vérifier le comportement pour les débits inférieurs. La hauteur des murs latéraux est fonction des caractéristiques du ressaut, en particulier des oscillations de la surface libre.

Ce type de bassins est utilisé pour des chutes supérieures à 60m et des débits $q > 45 \text{m}^2/\text{s}$. le degré de submersion du ressaut, dans ce type de bassin est donné par l'équation

Chapitre VI
Différents types
de dissipateurs d'énergie

Introduction:

Les dissipateurs d'énergie comme une structure terminale des barrages peuvent être classifiés dans quatre groupes comme dans la figure ci-dessus:

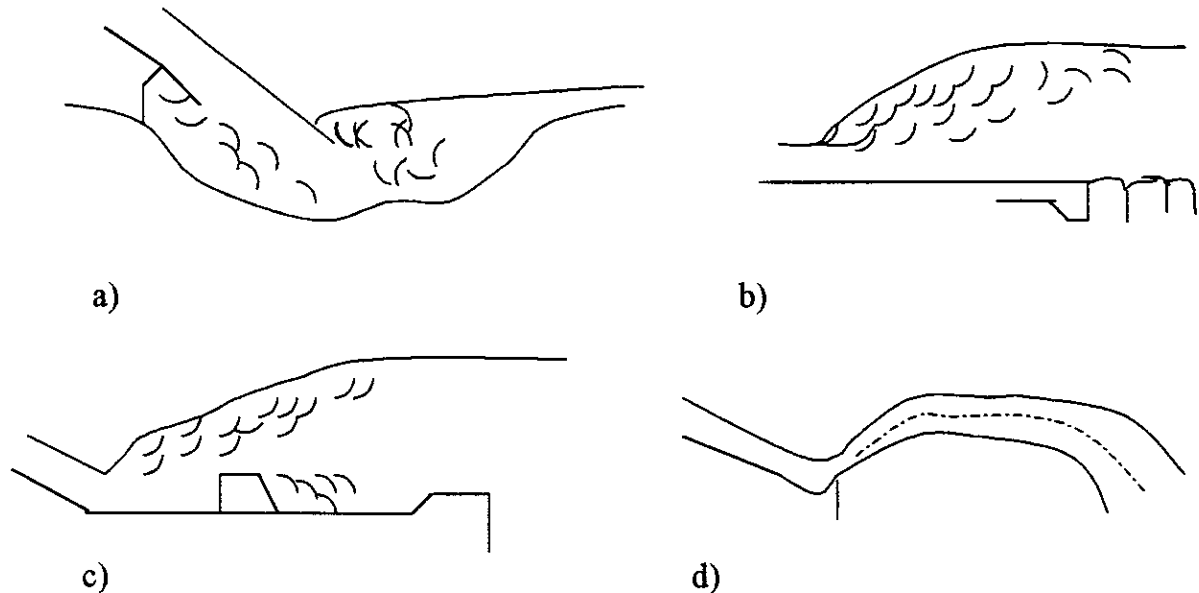


fig.VI.1 Types des bassins de dissipateurs d'énergie

- a) Les bassins rocheux (en enrochement)
- b) Les bassins à ressaut hydraulique classique;
- c) Les bassins amortisseur (à déflecteurs);
- d) Jets à trajectoire

VI.1 Description et comparaison

Dans les bassins rocheux la dissipation d'énergie a lieu au-dessus des roches non protégées et inclut des cas où l'écoulement est directement guidé et déflécté à l'aval (lit de la rivière). Les chutes libres sont exclues de ces catégories.

Un ressaut hydraulique est employé en bassin de dissipation classique, qui ne contiennent pas des accessoires pour obstruer l'écoulement ou bien pour augmenter la turbulence.

Les bassins d'amortissement sont fondamentalement des bassins à ressaut assistés par des accessoires en augmentant la turbulence, la position de ressaut est ainsi stabilisée pour différentes valeurs de la hauteur aval et la structure se raccourcit pour réduire le coût.

Les jets à trajectoires libres, incluent tous les écoulements qui sont guidés dans l'air avant de plonger à l'aval de l'évacuation, à titre d'exemple on rencontre ce type de dissipateur dans les structures suivantes:

- Chutes;
- Becs déflecteurs;
- Sauts de ski;

- Cuvette de dissipation submergée;

La sélection d'un type particulier et son emplacement dépendent de beaucoup de facteurs comme :

- Les conditions hydrauliques: y compris la perte de charge spécifique, l'énergie de l'écoulement en chute, différence d'énergie ΔH , et le type de sortie de l'évacuation(déversoirs, vannes,...).
- Le tracé de la courbe représentant le courant aval, la géologie et la topographie de site aval.
- Considération économique et comparaison avec d'autres dissipateurs.
- Considération personnelle on préférence basée sur l'expérience.

Il est avéré selon les diverses expériences effectuées sur ces types, que le bassin de dissipation à ressaut hydraulique est le mécanisme le plus efficace pour la dissipation d'énergie excessive et le moins exposé aux problèmes de l'érosion et de la cavitation. Ce type de dissipateur d'énergie est le plus utilisé, et il existe de nombreuses conceptions réussis.

Basé sur les analyses de MASON(1982) qui a étudié 370 dissipateurs d'énergie dans 61 pays en essayant de répondre aux questions suivantes :

- 1) Quelle la valeur prédominante des chutes et de la décharge nécessaire pour la conception ?
- 2) Quelles sont les problèmes graves qui peuvent se produire durant le fonctionnement du dissipateur ?

La plu part des bassins rocheux impliquent des charges inférieures à 30m, et les problèmes se produits pour de plus grandes charges, des dégâts graves sont associes structure des roches altérées.

Les bassins classiques à ressaut hydraulique sont employés pour des charges inférieures à 10m ou bien supérieures à 30m. les dommages affectant la surface de bassin, la cavitation, le soulèvement des dalles sont des problèmes qui se produisent aux charges supérieures à 50m.

Pour des charges entre 10 te 30m ; les bassins d'amortissements sont efficaces étant donnés que les effets de la cavitation et de turbulence sont relativement faibles, et que l'efficacité des accessoires dans ce type de bassin est significative. Pour une énergie de chute entre 30et 50m, il y a possibilité d'adopter un avec ou sans blocs d'amortissements. La plu part de ces bassins enregistre des dommages importants, ce qu'il n'est pas le cas pour les bassins classiques à ressaut.

Les bassins à jet libre sont utilisés pour le cas des charges supérieures a 10m impliquant une dissipation considérable avec action importante de pulvérisation. Le problème crucial de ce type de dissipateur c'est bien l'action de l'affouillement causée par la retombée du jet.

Leurs avantages sont :

- Sa simplicité de conception ;
- Convenances au grand débit unitaires ;

$$D = 0.57 - 0.02(10\phi)^2 \exp(10\phi)$$

Le ressaut est très sensible à l'abaissement des niveaux aval, qui ne pourront, en aucun cas, être inférieur au niveau conjugué de ressaut.

Pour aider la localisation du ressaut:

**a.1) Bassins avec blocs de chute et seuil dentelé
(bassin de type II USBR):**

A utilisé pour des chutes inférieures à 65m et des débits $q < 45 \text{ m}^2/\text{s}$. Grâce à ce procédé, on peut réduire jusqu'à 70% la longueur du bassin, par rapport à celle d'un bassin simple. On recommande un degré de submergence 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 de bassin peut être égale à 0.7 fois la longueur C (du ressaut)

Pour la pente du canal $I=0$.

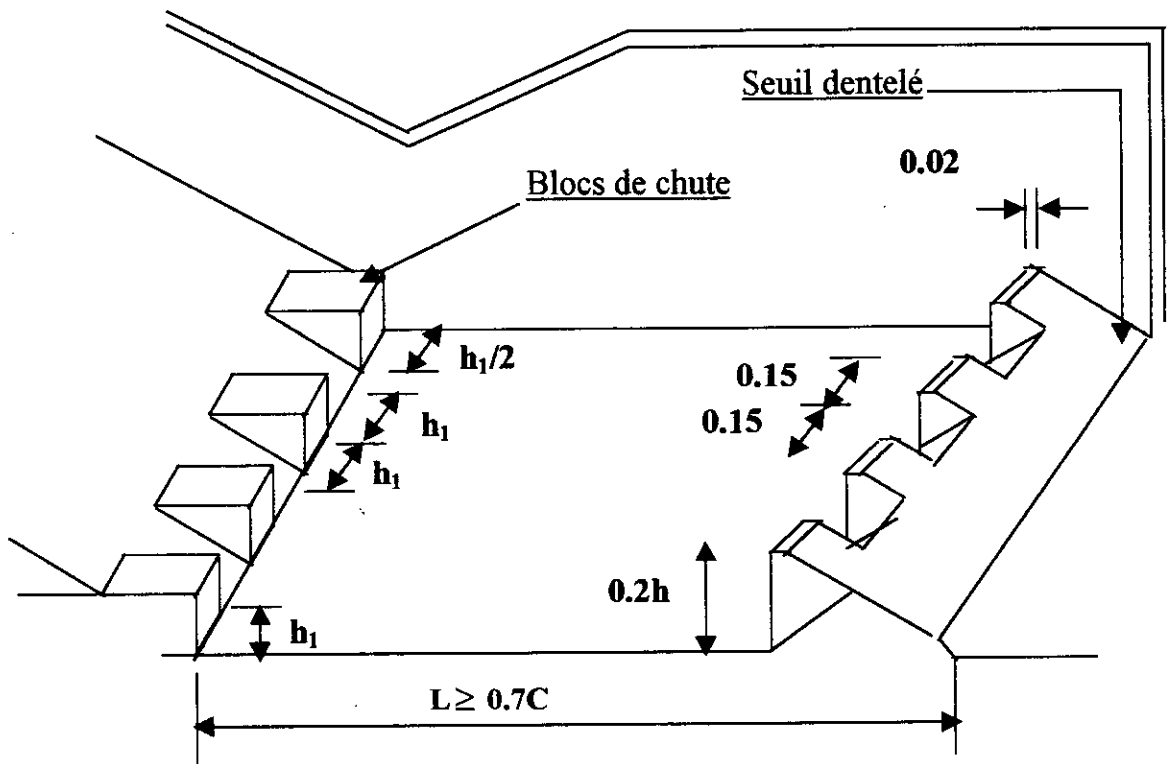


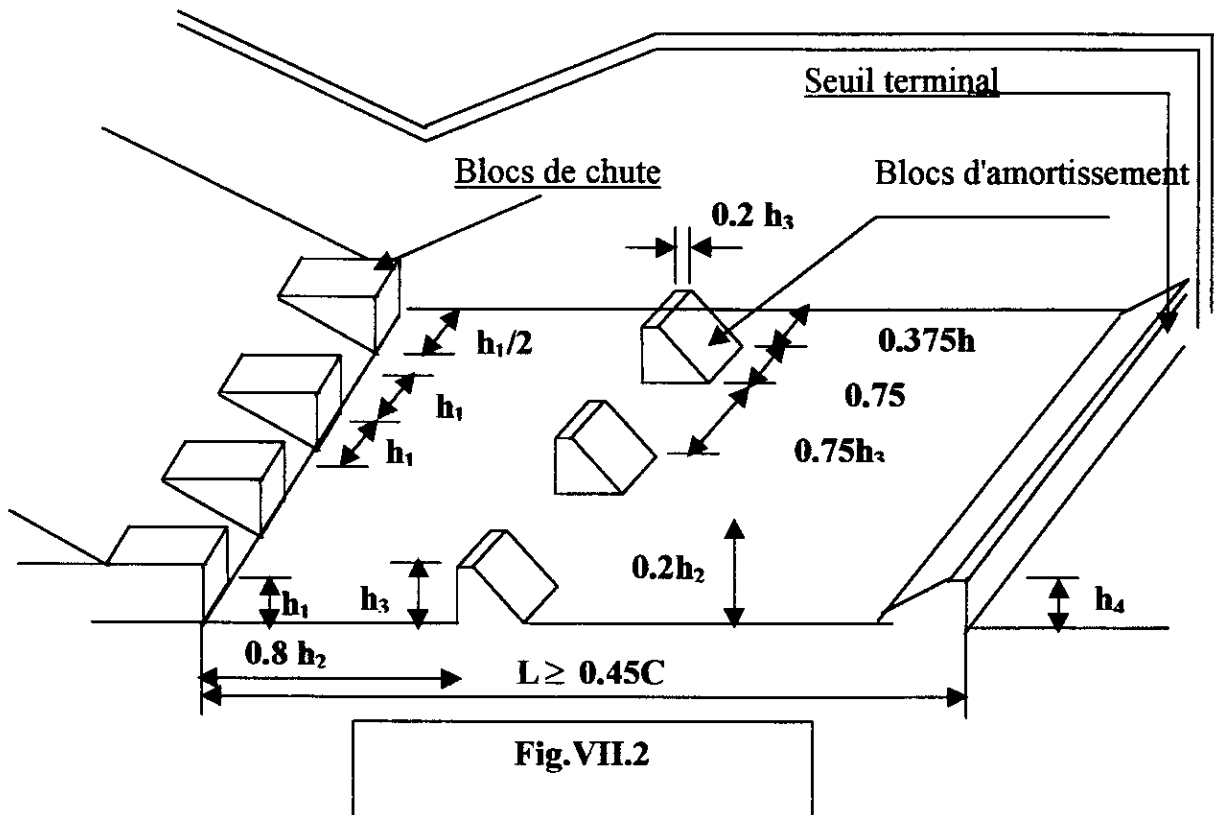
Fig.VII.1

**a.2) bassins avec blocs de chute, et blocs d'amortissement et seuil terminal continu
(bassin de type III USBR)**

On utilise ce type de bassins, quand, en amont du ressaut, on a $U_1 < 18 \text{ m/s}$ et $q < 18 \text{ m}^2/\text{s}$

Pour des vitesses supérieures, la cavitation pourra se produire sur les blocs d'amortissements.

Les blocs de chute sont identiques à ceux de bassin de type II. Cette solution permet de réduire jusqu'à 45% la longueur de bassin, par rapport à un bassin simple.

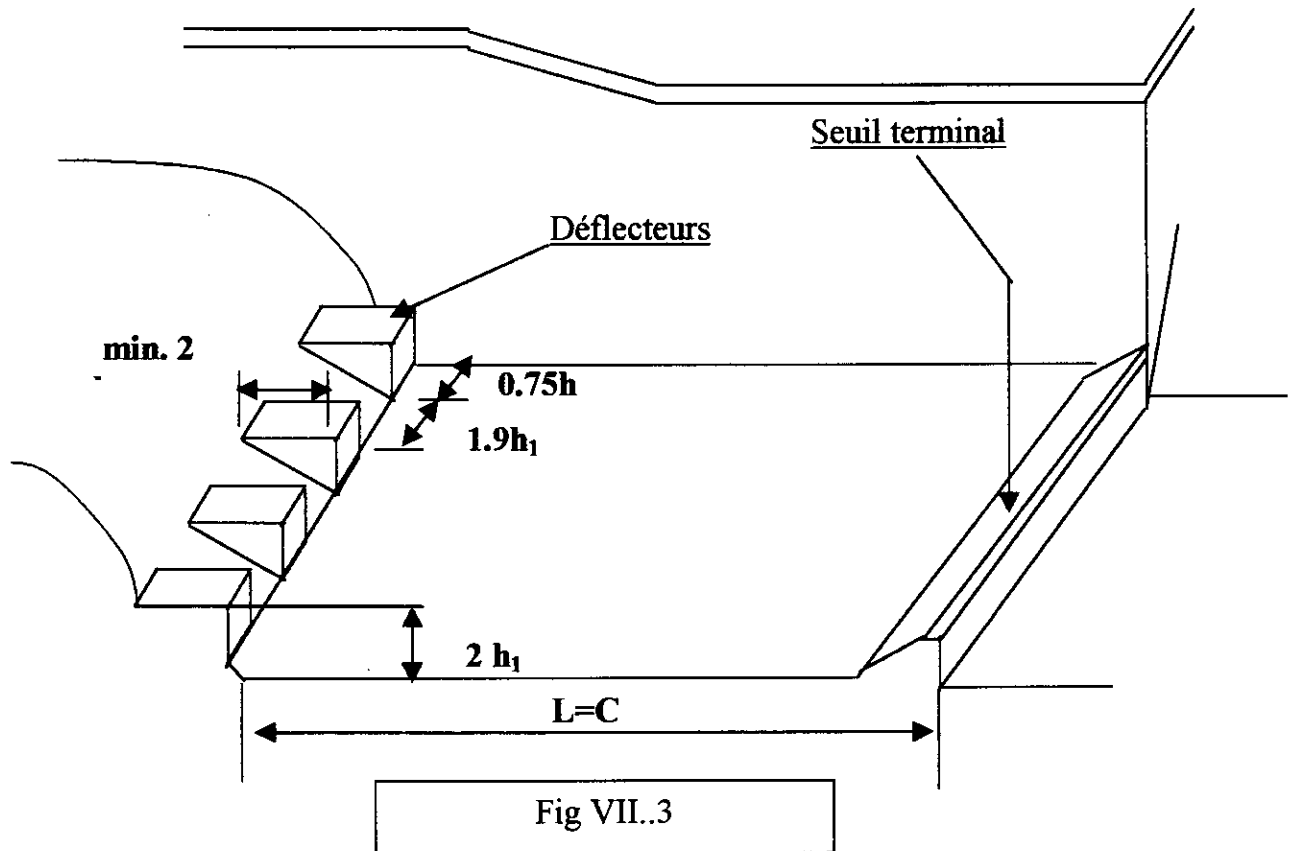


**a.3) bassins avec déflecteur et seuil terminal continu
(bassin de type IV USBR)**

Ces bassins sont spécialement indiqués dans le cas où le ressaut est oscillant, ce qui arrive quand le nombre de FROUDE est entre 2.5 et 4.5.

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

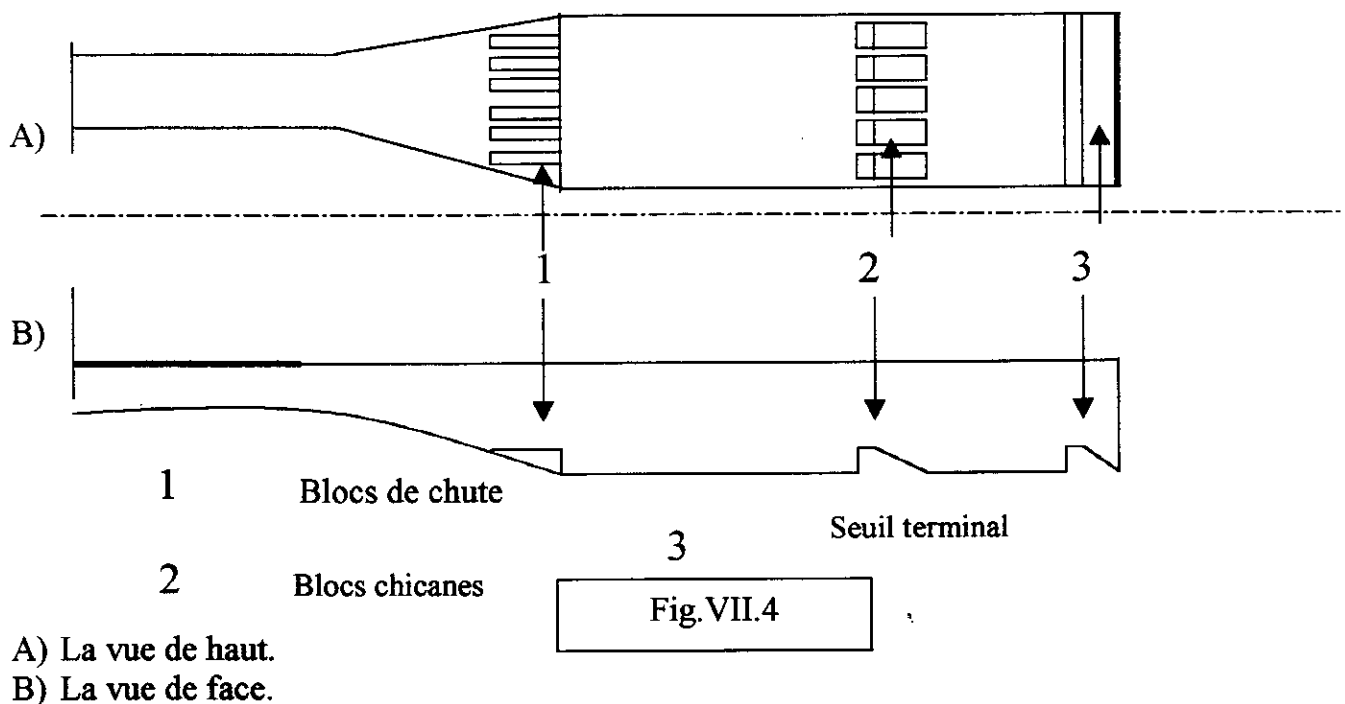
Le degré de submergence du ressaut sera de 0.1.



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

Pour le dimensionnement de ce type du bassin, 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.

4). Bassins de dissipation type SAF:



*** Bassin SAF initial**

Considération générale: Les bassins de type SAF peuvent être considérés comme une approche primaire avec une conception sommèment effectuée. En général, on fait recours à des déflecteurs et des seuils pour réduire la taille de bassin, Ce type est développé a partir des bassins de type USBR, en considérant une longueur optimale qualifiée à $L_b/h_2^* = 1.25$, prise en compte après les études effectuées sur le positionnement du ressaut hydraulique; l'action de l'affouillement à l'aval, ainsi que la hauteur d'eau maximale.

Pour des différents de hauteur de chute, il est déduit de l'expérimentation que la longueur de bassin L_b/h_2^* dépend principalement du nombre de FROUDE F_1 . pour obtenir une performance satisfaisante de ressaut hydraulique; la formule suivante est recommandée;

$$L_b/h_2^* = 4.5 F_1^{-0.76} ; \quad \text{pour } F_1 < 12.$$

Les blocs de chute à l'entre de bassin augmentent la profondeur de l'écoulement entrant et brisent la grande vitesse de l'écoulement. Dans une conception finale; la hauteur des blocs $S=h_1$ et l'espacement approximatif de $0.75 h_1$ est recommandé.

Les blocs déflecteurs (d'amortissement): ont une performance optimale lorsque la distance entre l'extrémité amont du bassin et la face frontale des blocs est de l'ordre de $L_b/3$, et pour une hauteur de blocs égale à h_1 , un espacement de 40% à 55% doit être considéré.

Le seuil terminal déflecte le courant du fond à la surface libre, et déclenche un rouleau au fond, la hauteur de seuil est proposée proportionnellement à h_2^* (la hauteur de l'écoulement aval)

Pour confiner le ressaut à l'intérieur du bassin, il faut qu'il y est une hauteur minimale du courant aval $h_2=Gh_2^*$ avec

$$G = h_2/h_2^* \geq 1 - (1/800)F_1^2$$

Avec $5 < F_1 < 10$; on trouve $G=0.85$, indiquant une réduction de 15% de la hauteur de courant aval comparée à celle produite par un ressaut hydraulique classique, l'effet de ces accessoires (blocs, seuils) augmentent avec l'augmentation de F_1 .

5). Bassins de dissipation VNIIG

L'institut d'hydrotechnique à LENINGRADE (ex-URSS) a développé un type de bassin de dissipation. Qui doit être utilisé pour des écoulements à un nombre de FROUDE à l'amont entre 2.5 et 10,

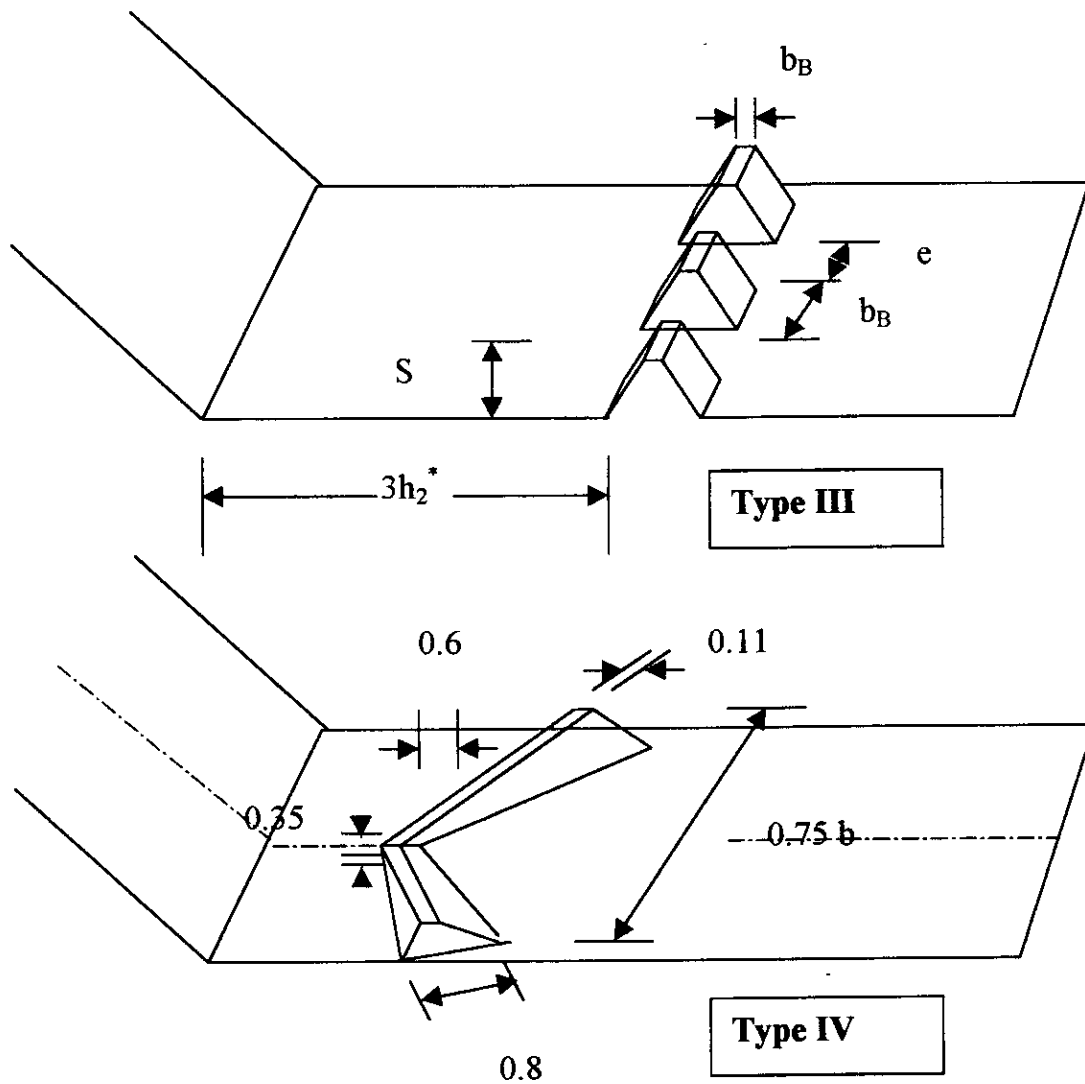


Fig.VII.5

(1) Bassin de dissipation VNIIG(I):

Correspond, dans la forme générale, au type USBR I, impliquant un ressaut hydraulique classique. La longueur recommandée par ce bassin est de: $L_b=7/(h_2^*-h_1)$,

(2) Bassin de dissipation VNIIG(II):

Avec un seuil déflecteur distant de $3h_2^*$ par rapport à l'extrémité amont de bassin, la hauteur de seuil dépend de l'énergie de chute H, ainsi que, de la profondeur critique

$h_c = (Q^2/gb^2)^{1/3}$ comme;

$$\frac{S}{h_c} = 0.12 \left[\left(\frac{H}{h_c} \right) + 2 \right]^{1/2}$$

Avec $6 < F_1 < 10 \Rightarrow S = s/h_c = 0.12 F_1^{1/3} \left[1 + 2 F_1^{2/3} + (1/2) F_1^2 \right]^{1/2}$.

Une hauteur max de chute est de 40m, et un débit unitaire max est de $Q/b=80\text{m}^2/\text{s}$ peuvent être considérés pour cette structure.

(3) Bassin de dissipation VNIIG(III):

Adopter Pour la forme symétrique et trapézoïdal du fond.

$$\text{La hauteur des blocs est de: } \frac{s}{h_c} = 0.26 + 0.53 \left[\left(\frac{H}{h_c} \right) - 2 \right]^{1/2} \quad \text{pour } 5 < F_1 < 10,$$

La valeur constante $s=3.5$ est adoptée .

La distance entre les blocs et l'entre de bassin est de $3h_2^*$ égale à celle du type VNIIG(II), le rapport entre la largeur des blocs et leur espacement est: $b_B/l=3.4$, et le rapport s/b_B doit être confiné à $1 \leq \frac{s}{b_B} \leq 2.4$,

Une énergie minimale de chute inférieure à 19m, et un débit unitaire de l'ordre de $Q/b < 80\text{m}^2/\text{s}$ doivent être considéré.

Plus de détail sont élaborée par YADITSKI (1965) particulièrement en ce qui concerne les aspects de la cavitation.

(4) Bassin de dissipation VNIIG(IV):

Ce type de bassin se constitue des blocs déflecteur triangulaire spécial, ces caractéristiques géométriques sont détaillées dans la figure ci-dessus;

La hauteur des blocs varie entre $0.35h_c$ (au extrémité), la distance entre le bloc et l'entre du bassin est $1.3h_c$. La hauteur max de chute doit être inférieure à 30m, et le débit unitaire inférieur à $100\text{m}^2/\text{s}$.

Il est a noter que les bassins de dissipation de type USBR sont les plus efficace comparant à d'autre conception:

- Les plus performant hydrauliquement;
- Les plus économiques;
- Produisent un ressaut stable, et avec une faible hauteur d'écoulement à l'aval;
- Les plus en sécurité contre (érosion, cavitation, pression dynamique)

Cette comparaison a fait l'objet de plusieurs étude.

Chapitre VIII
les éléments constitutifs
d'un bassin amortisseur

Introduction

Comparés aux bassins de dissipation à ressaut classique, les bassins amortisseurs doivent forcer la formation d'un ressaut hydraulique en un endroit bien défini. Bien connu sous le nom d'un *ressaut forcé*, ce dernier est caractérisé par une efficacité maximale et une longueur minimale sans provoquer d'effets indésirables dans le lit non protégé de la rivière en aval. C'est seulement en réalisant ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé entièrement et économiquement, sans imposer des restrictions sur l'écoulement à l'amont et à l'aval du bassin. Les indications qui se suivent s'appliquent aux bassins les plus commodes. Elles permettent une estimation des dimensions d'un bassin amortisseurs ; par contre, au vu des formes géométriques quelque fois complexes et des conditions hydrauliques variables, seules des essais sur modèle réduit mènent à une solution finale et fiable. Plus précisément, on admet que l'écoulement à l'approche de dissipateur est suffisamment rectiligne et uniformément répartie sur la largeur du canal. Cette condition d'approche n'est souvent pas satisfaite dans la réalité.

VIII.1. Marches positive et négative

Les marches positives ou négatives constituent le moyen le plus simple de réaliser la transition de l'écoulement torrentiel à l'écoulement fluvial par un changement local du radier. En raison de la fluctuation importante de la surface d'eau, la longueur de ressaut L_j ne peut être définie avec suffisamment de précision. C'est la raison pour laquelle seul la longueur du rouleau L_r est prise en considération. Concernant la position limite amont, le ressaut hydraulique apparaît d'une manière comparable avec ou sans marche. Cette limite est donc caractérisée par un ressaut pour lequel l'extrémité aval du rouleau se trouve au droit de la marche.

Le rapport des hauteurs conjuguées Y se calcule par l'application du théorème de la quantité de mouvement. En négligeant les effets de frottement

$$\frac{h_1^2}{2} + \frac{q^2}{gh_1} = \frac{h_2^2}{2} + \frac{q^2}{gh_2} (\pm) s \left(h_2 (\pm) \frac{s}{2} \right) \dots\dots\dots(VIII.1)$$

où le signe positif (négatif) se rapporte à la marche positive (négative). Avec $Y=h_2/h_1$, $S=s/h_1$,

et
$$F_1 = \frac{q}{\sqrt{gh_1^3}} \dots\dots\dots(VIII.2)$$

où $q=Q/b$ est le débit par unité de largeur, les équations deviennent

$$F_1^2 = \frac{Y[(Y \pm S)^2 - 1]}{2(Y - 1)} \dots\dots\dots(VIII.3)$$

Lorsque la hauteur d'eau aval est supérieure à h_2 calculée à l'aide de l'équation (VIII.3), le ressaut hydraulique se déplace vers l'amont. Dans le cas contraire, l'effet de la marche commence à se faire sentir.

Pour la marche positive, le ressaut type A se transforme en un ressaut type B. Il correspond à la position stable du ressaut situé le plus loin possible à l'aval. Comme le montre la figure ci-dessous il existe deux zones de séparation au tour de la marche, celle située à l'amont est caractérisée par une surpression, et l'autre à l'aval par une sous-pression. l'équation

$$F_1^2 = Y \left[(Y + S)^2 + S^2 - 1 \right] / 2(Y - 1) \quad \dots\dots\dots \text{(VIII.4)}$$

Pour $S \geq 0$, cette équation conduit à un nombre de Froude plus grand à celui de l'équation (VIII.3) si Y est supposé donné. Les deux relations ne deviennent identiques que pour $S=0$, ce qui correspond à un ressaut hydraulique sans marche.

Dans le cas d'une marche négative, si la hauteur aval est au-dessous de la hauteur h_2 le profil de surface change en une onde d'une hauteur considérable. Un abaissement ultérieur fait apparaître deux jets de formes différentes : l'un courbé vers le haut, l'autre vers le bas. La continuation de l'abaissement mène à un ressaut de type B, qui se trouve partiellement à l'amont et à l'aval de la marche. Finalement, la position la plus extrême est le ressaut type minimum B, qui se situe entièrement à l'aval de la marche négative. Les ressauts de ce type et de type A représentent les positions extrêmes influencées par la marche.

Pour des hauteurs de marche négative pas trop grandes, $S \approx 1$, l'écoulement par-dessus la marche n'est pas aéré. Comme le montre la figure (VIII.1), la composante longitudinale de la vitesse amont, V_1 , est alors conservée à travers la marche. Par conséquent, la hauteur d'eau à l'aval de ressaut est identique à la hauteur d'eau h_1 de la marche.

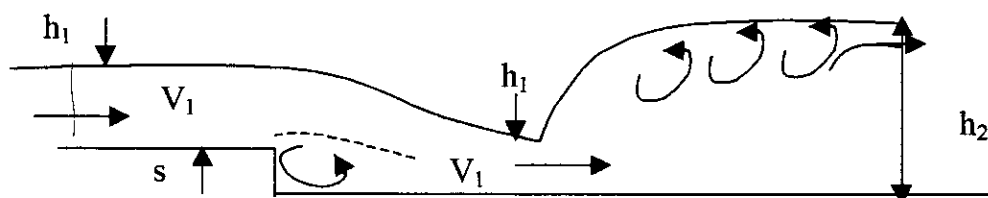


Fig.VIII.1 Ressaut hydraulique type minimum B

Le rapport des hauteurs conjuguées est donc donné par la formule :

$$F_1^2 = \frac{Y(Y + 1)}{2} \quad \text{(VIII.5)}$$

cette dernière relation correspond à celle applicable au ressaut hydraulique classique (sur fond horizontal) et est également pour le ressaut type minimum B si

$0 \leq S \leq 4$.

Si, pour S et F_1 donnés, h_u est plus petite que le minimum de hauteur d'eau aval h_2 , le ressaut est repoussé vers l'aval. Il en résulte un jet torrentiel à l'aval de la marche sans dissipation d'énergie importante (fig.VIII.1.c). Une telle configuration est donc à éviter. Dans tous les cas, la hauteur aval doit être limitée de façon à ce que le ressaut hydraulique apparaisse pour tous les débits envisagés.

*** Stabilité, efficacité et compacité :**

Comme il est déjà cité un bassin amortisseur doit forcer l'apparition du ressaut hydraulique quelles que soit les conditions hydrauliques. En particulier cette structure doit confiner le ressaut. La stabilité d'un bassin amortisseur est la capacité de l'ouvrage du ressaut de l'ouvrage de maintenir la position du ressaut sous les hauteurs d'eau aval h_u variables, en fixant la hauteur amont h_1 et le nombre de Froude amont F_1 correspondant. Elle est caractérisée par la variation maximale admissible (ΔY) de la hauteur d'eau aval ($\Delta Y = S/6$ pour une marche positive, et $\Delta Y = 13S/12$ pour une marche négative).

La stabilité des ressauts hydrauliques dans les bassins amortisseurs à marche positive et négative est donc indépendante du nombre de Froude. Pour les marches positives, elle est plus petite que pour les marches négatives. Ce qui signifie que le dissipateur à marche négative est plus flexible que celui à marche positive.

La dissipation relative d'énergie $\eta = \Delta H / H_1$ est définie par la perte de charge ΔH au travers le ressaut hydraulique comparée à l'énergie amont où $H_1 = h_1 + q^2 / (2gh_1^2)$ pour la marche positive et $H_1 = s + h_1 + q^2 / (2gh_1^2)$ pour la marche négative. Comme il a été démontré par Hager et Sinniger, la quantité η dépend fortement de S et de F_1 , donc elle est représentée par la fonction $\eta = \eta(F_1, S)$ pour les deux types de marches.

La compacité d'un bassin amortisseur correspond à son extension longitudinale à condition que le ressaut se trouve entièrement dans le dissipateur. Les indications suivantes se réfèrent à la longueur du rouleau L_r . La répartition de la vitesse à l'extrémité aval du rouleau est loin d'être uniforme, en ajoutant 20 à 40% de la longueur du rouleau, cette répartition devient presque uniforme, la vitesse auprès du fond étant sensiblement égale à $V_2 = q/h_2$. Dans des essais sur modèle réduit, il a été montré que la longueur relative $\lambda = L_r/h_2$, pour une marche positive, et $\lambda = L_r/(h_2 + s)$, dans une marche négative, ne varie pas systématiquement avec F_1 . pour les positions extrêmes, on obtient les valeurs moyennes suivantes

$$\begin{aligned} \lambda &\approx 4.75, & \text{ressaut type } A_+ ; \\ \lambda &\approx 3.50, & \text{ressaut type } A_- ; \\ \lambda &\approx 4.25, & \text{ressaut type } B_+ \text{ et } B_- . \end{aligned} \tag{VIII.6}$$

A_+ signifie, par exemple, ressaut type A sur marche positive. Pour ces ressauts, la fin du rouleau se trouve par définition à la marche. Pour le ressaut type B_+ , le pied du ressaut se trouve à peu près à une distance $L_r/2$ à l'amont de la marche. La distance du pied du ressaut type B. s'élève à quatre fois h_1 .

Pour les ressauts type A_- et B. sont les plus longs, suivis par les ressauts types A_+ et B_+ , à condition que la hauteur h_2 corresponde à celle de la figure VIII.1. de plus, avec $U = \sqrt{2} F_1 - (1/2)$, la longueur du fond protégée L_p se calcule par

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 6 \left(U - \frac{6S}{5} \right), & \text{marche positive} \\ \lambda_p &= 7 \left(U - \frac{3S}{8} \right), & \text{marche négative,} \end{aligned} \quad \dots\dots(\text{VIII.7})$$

avec $\lambda_p = L_p/h_1$. Concernant la stabilité et l'efficacité, l'avantage du bassin amortisseur à marche négative est donc contrarié par une compacité plus ou moins faible du dissipateur.

VIII.2. Seuil transversal

VIII.2.1. Généralités

Alors qu'une marche correspond à un changement brusque du fond du canal, le seuil est posé sur un fond horizontal, représentant ainsi une irrégularité locale. Celle-ci est caractérisée par une hauteur s et une longueur l , cette dernière correspond à la largeur du canal rectangulaire considéré par la suite. Les dimensions de la crête du seuil même peuvent varier dans des limites considérables, allant de la crête mince à la crête épaisse.

Par rapport aux marches, l'avantage des seuils est de pouvoir conserver le niveau (presque horizontal) du radier du canal. Le but principal du seuil est de stabiliser le ressaut hydraulique. La distance entre le pied du ressaut et la face amont du seuil par rapport à la hauteur d'eau h_1 est un paramètre important.

Il faut distinguer deux positions principales, soit une courte distance relative, pour laquelle l'effet du seuil sur la dissipation d'énergie est important. Par contre, si le seuil se trouve à l'aval de la fin du rouleau de surface, on parle d'un seuil terminal. Un tel seuil éloigne l'écoulement du fond. Cependant, son effet sur la dissipation reste faible. On considère que la position du seuil se trouve à l'amont de la fin du rouleau de surface.

VIII.2.2. Seuil dénoyé

C'est un seuil pour lequel la hauteur de tirant d'eau aval h_u est inférieure à la hauteur critique $h_c = (q^2/g)^{1/3}$. si la hauteur h_s auprès du seuil est supérieure à la hauteur conjuguée h_2 , le ressaut hydraulique est situé entièrement à l'amont du seuil (fig. VIII.2). L'écoulement vers le seuil est fluvial. Une réduction de h_s provoque une onde stationnaire avec des rouleaux à l'amont et à l'aval du seuil. Finalement le jet s'approchant du seuil n'est que dérivé par ce dernier et aucun rouleau ne se forme. Ces quatre types d'écoulement ne sont évidemment pas délimités de façon précise et la transition de l'un à l'autre est continue.

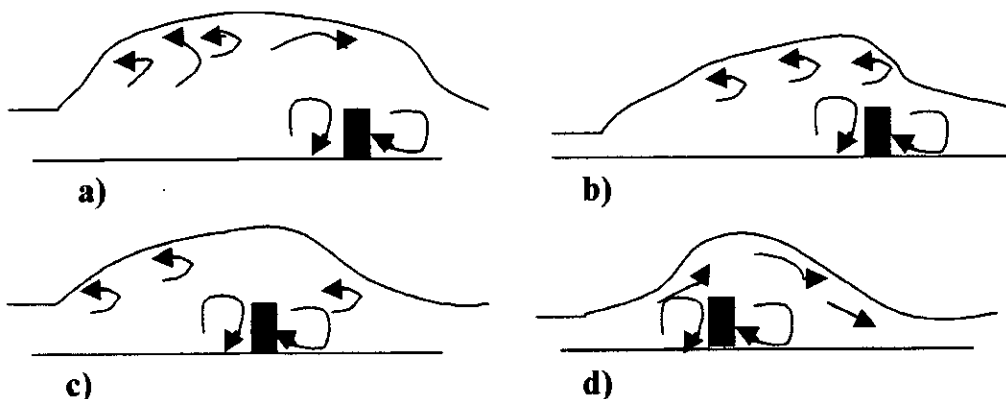


Fig.VIII.2 Types d'écoulement sur un seuil dénoyé ; ressaut hydraulique a) à l'amont, b) au-dessus du seuil, c) onde stationnaire sur le seuil avec rouleaux, d) onde stationnaire à surface lisse.

Seul le type b) de la figure VIII.2 revêt un intérêt particulier, en tant que dissipateur. Si L_r caractérise la longueur du rouleau et L la distance du pied du ressaut à la face amont du seuil, on a $L > L_r$ dans le cas (a), mais $L < L_r$ dans les cas (c) et (d) de la figure VIII.3. par analogie avec le ressaut provoqué sans seuil et comme l'ont démontré Forster et Skrinde, le cas (b) de la figure VIII.3 s'établit si $L_r/h_2 \approx 5$ avec $h_2 = h_s$.

Il convient de noter que l'effet de la forme du seuil est beaucoup plus faible que celui de la hauteur s . Par conséquent, l'extension longitudinale peut être négligée pour le ressaut type b). Ce résultat a déjà été trouvé pour les marches pour lesquelles la forme géométrique n'influence que peu le ressaut hydraulique. Pourtant dès que l'écoulement à l'amont du seuil devient torrentiel, la forme du seuil doit être considérée (la forme cet d de la figure VIII.3).

Le calcul des déversoirs en mince paroi et à crête épaisse préconise que la hauteur d'eau aval h_u n'influence pas l'écoulement par-dessus le seuil. Les conditions suivantes doivent être satisfaites pour assurer une bonne dissipation d'énergie

$$\begin{aligned}
 h_u &< \left(h_s - \frac{3}{4}s \right) ; && \text{mince paroi,} \\
 h_u &< \frac{2}{3} \left(h_s + \frac{s}{2} \right) ; && \text{crête épaisse.} \quad \dots\dots\dots \text{(VIII.8)}
 \end{aligned}$$

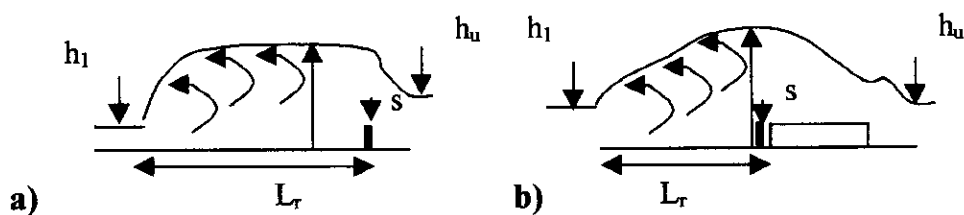


Fig.VIII.4 Bassin amortisseur à seuil dénoyé a) en mince b) à crête épaisse.

Un seuil de hauteur s appropriée, posé sur le fond droit d'un canal, est donc en mesure de provoquer un ressaut hydraulique. Comme le débit déversé librement par-dessus le seuil, l'écoulement devient de nouveau torrentiel à l'extrémité aval, et par conséquent la dissipation d'énergie par un seuil dénoyé n'est pas complète.

VIII.2.3. Seuil noyé

L'écoulement avec un seuil submergé n'a reçu de l'attention que dernièrement. Commenant par l'importance relative de la position du seuil par rapport au pied du ressaut, puis, le rapport des profondeurs conjuguées comme étant fonction de la hauteur du seuil et enfin la longueur caractéristique du bassin et la dissipation d'énergie ont été analysés.

Comme les marches, les seuils généralisent différents types d'écoulement, outre, la dissipation d'énergie est parfaitement accomplie par un écoulement à seuil noyé (submergé), ce qui permet de définir un ressaut type A dont la fin du rouleau est juste au dessus de la face frontale du seuil. Pour des tirants d'eau aval importants le ressaut se décale en aval mais il ne sera pas trop influencé par le seuil. Ainsi, le ressaut type A correspond à cette configuration de l'écoulement avec un tirant d'eau aval maximum. La diminution de la hauteur d'eau aval pousse le ressaut en amont et le rend plus court et plus fluctuant (oscillant).

Comme l'a démontré RAND (1970) dans son approche, la longueur $L \approx 5h_s$ correspond à la longueur maximale L_{\max} du ressaut hydraulique due au seuil. Cette position du ressaut caractérise un extrême par lequel le seuil constitue la limite aval du ressaut, l'autre extrême, L_{\min} , conduit à un ressaut à stabilité acceptable, mais à une hauteur aval conjugué plus faible et à une compacité et efficacité plus grande.

Cet écoulement est caractérisé par une submersion aval $h_2 > h_c$ et une extension du domaine d'écoulement torrentiel à l'aval du seuil (fig.VIII.4). Par conséquent, les vitesses à l'aval de ce dernier sont encore considérables et peuvent provoquer des zones d'érosion. la longueur du fond à protéger est $L_p = L_r > L$.

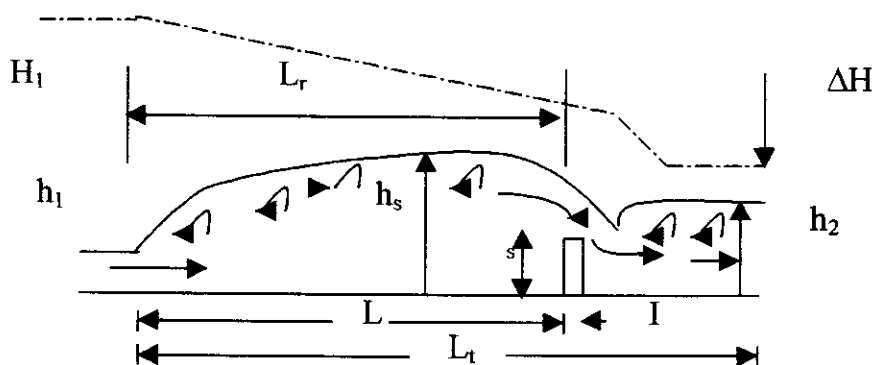


Fig.VIII.4 Bassin amortisseur à seuil noyé.

Selon RAND, soit

$$K_s = \frac{L - L_{\min}}{L_{\max} - L_{\min}}, \quad 0 \leq K_s \leq 1 \quad \dots \dots \dots \quad (\text{VIII.9}).$$

un indice de la longueur (et donc du type de l'écoulement) du ressaut à l'amont du seuil, à hauteur h_1 fixée. Pour $K_s=0$ ($K_s=1$) L est égale à la longueur minimale (maximale) du ressaut.

Pour $K_s=0.2$, le ressaut hydraulique devient très agité, mais l'écoulement auprès du seuil est relativement tranquille; par contre, $K_s<0.2$ conduit à des dissipateurs à vitesse aval près du fond importante, ce domaine de K_s doit être exclu.

Pour $K_s\geq 2$, le potentiel de l'érosion se voit réduit; pourtant le ressaut hydraulique est encore agité. La limite supérieure est $K_s\cong 0.7$, qui doit être respecté pour des écoulements à $F_1<3$, dans la surface est ondulatoire et instable. L'effet de $Y(F_1)$ est presque négligeable pour $S<3$.

RAND (1971) recommande le choix d'une valeur moyenne pour K_s en tenant compte des conditions particulières du site. Par exemple, $K_s=0.7$ pour un lit facilement érodable ou des niveaux h_2 peu stables. Une fois K_s fixé, la longueur L à l'amont du bassin amortisseur se calcule d'après l'équation suivante:

$$L/h_1 = 6 \left[1 + 2(F_1 - \sqrt{2})K_s \right] \dots\dots\dots \quad (\text{VIII.10})$$

La longueur totale L_t des parties amont et aval du seuil à protéger contre l'érosion est selon des essais sur modèles réduits comme suit :

$$L_t / h_1 = 10(K_s + 1)(F_1 - 1)[1 - 0.04(F_1 - 1)], \quad F_1 \leq 1. \quad (\text{VIII.11})$$

L_t augmente donc avec F_1 et K_s .

La dissipation d'énergie relative $\eta = \Delta h/H_1$ (fig.VIII.4) a été également examinée par rand. Il a conclu que l'effet d'un seuil transversal noyé sur la dissipation d'énergie est important ainsi en ce qui concerne la stabilité du ressaut en le comparant à un seuil denté. L'efficacité d'un seuil denté est remarquée quant aux écoulements d'approche avec un nombre de Froude à l'amont relativement faible ($F_1<5$).

VIII.3. blocs amortisseurs

Ils peuvent être décrits en tant qu'un certain nombre d'éléments identiques, disposés sur une ou plusieurs rangées orientées perpendiculairement à la direction de l'écoulement. Quoique, un seuil provoque des débordements dans l'écoulement principal, les blocs forcent l'écoulement au-dessus et à travers ces derniers. Par conséquent, la grandeur de chute est réduite par la partie de l'écoulement passant à travers les blocs. Il est à noter que les blocs amortisseurs sont localisés au voisinage du pied du ressaut et représentent ainsi des éléments d'impact. Leur effet est de réduire le tirant d'eau aval nécessaire pour l'efficacité du bassin et particulièrement de diminuer la longueur de celui-ci.

Les blocs dissipateurs sont prévus essentiellement dans le but d'augmenter la rugosité des parois du canal et peuvent être considérés comme augmentation locale de la rugosité. On va citer quelques considérations se rapportant à l'effet des blocs dissipateurs sur l'écoulement.

Les premières investigations concernant l'effet de bloc dissipateur sur l'écoulement dans un canal rectangulaire horizontal et prismatique sont effectuées par HARLEMAN(1955). Soit, s , la hauteur des n blocs identiques à largeur b_B , x_B la distance

du pied du ressaut à leur face amont et $nb_B \cdot s = A_B$ leur surface totale orientée contre la direction principale de l'écoulement (fig. VIII.5).

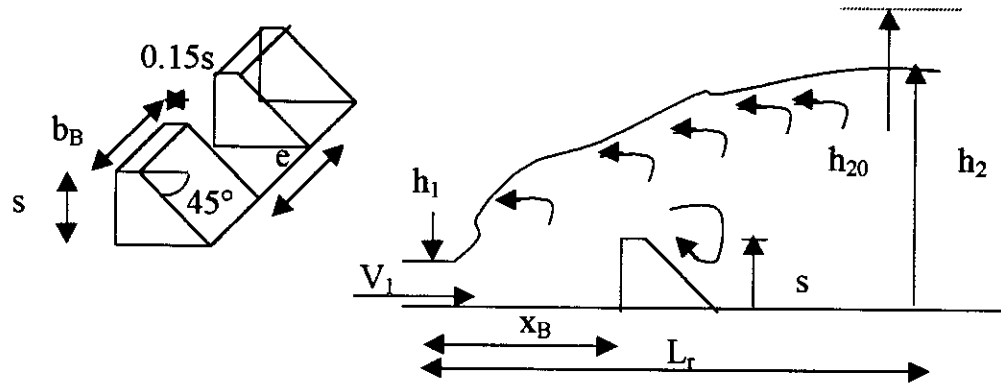


Fig.VIII.6 blocs dissipateurs de forme standard USBR.

La section (1) se trouve à l'amont et section (2) à l'aval du ressaut hydraulique, où la répartition des vitesses devient plus ou moins uniforme. En appliquant le théorème de quantité de mouvement entre ces deux sections, la composante horizontale de la force P exercée par les blocs devient :

$$\frac{bh_1^2}{2} + \frac{Q^2}{gbh_1} = \frac{bh_2^2}{2} + \frac{P}{\rho g} \dots\dots\dots (VIII.12)$$

Où b est la largeur du canal rectangulaire.

Connaissant le débit q et les hauteurs d'eau h_1 et h_2 par des observations, le coefficient de traîné

$$C_p = \frac{P}{\rho g b A_B} \dots\dots\dots (VIII.13)$$

Est le coefficient par rapport à la vitesse amont $\zeta = 2P / (\rho A_B V_1^2)$ peut être déterminé.

La force P exercée par les blocs peut être comparée à la force de pression aval $P_2 = \rho g b h_{20}^2 / 2$,

$$\text{donc } \phi = \frac{P}{\rho g b h_{20}^2 / 2} \dots\dots\dots (VIII.14)$$

ϕ est fonction de x_B/s , h_2/h_{20} , L_r/L_{r0} et de la forme géométrique du bloc. L_r indique la longueur du rouleau et l'indice (0) se rapporte au cas $S=s/h_1=0$ (ressaut hydraulique classique).

Pour $0.85 < S < 1.12$, le ressaut ne se forme pas sans submersion aval. Par contre, la hauteur aval h_2 peu être réduite par rapport à h_{20} . Le coefficient de force ϕ est proportionnel à F_1 et inversement à x_B/s pour une forme de blocs donnée. Quoique le maximum de ϕ est de 0.20, ce qui indique l'incapacité des blocs a produire un ressaut sans submersion aval.

Rand (1971) a examiné l'effet de blocs cubiques sur l'écoulement pour F_1 , h_1 et s donné, l'effet de x_B/L_r modifier fortement le type d'écoulement.

Une comparaison entre les blocs et un seuil transversal conduit aux remarques suivantes :

- Le seuil continu est capable de stabiliser le ressaut hydraulique pour des conditions aval torrentielles. Pour $F_1 > 5$, les blocs seuls ne sont plus capables de provoquer un ressaut ; l'utilisation des blocs dénoyés se limite alors à de faibles valeurs de nombre de Froude ;
- Pour $F_1 > 5$, la longueur totale du dissipateur devient plus importante avec des blocs seuls qu'avec un seuil continu, qui donc plus favorable du point de vue compacité ;
- L'efficacité du seuil continu est plus grande que pour les blocs ;
- L'effet de la forme des blocs sur la dissipation d'énergie est faible comparativement à l'effet de la surface des blocs opposés à l'écoulement ;
- Pour avoir une configuration d'écoulement comparable entre seuil continu et blocs, ces derniers doivent avoir une hauteur supérieure à celle du seuil, l'effet du déversement de l'eau par-dessus des blocs conduit pourtant à des vitesses aval plus importantes.

Des résultats facilitant l'application ont été trouvés par BASCO (1971) et Adams (1971). La force exercée par les blocs n'a pas été déterminée par l'équation (**.4) mais été mesuré directement. Le rapport ϕ selon l'analyse dimensionnelle dépend de

$$\phi = \theta(F_1, S, x_B / h_{20}, h_B / s, e / s, \text{forme}) \quad \dots \dots \dots \quad (\text{VIII.15})$$

où e est l'espacement entre les blocs (fig.VIII.5). Les nombres de Froude amont examinés se situent entre $3 < F_1 \leq 10$.

Des essais préliminaires indiquent que ϕ augmente lorsque S croît et x_B / h_{20} décroît. $\phi(S)$ croît linéairement pour $S < 1$, et devient presque indépendant de S pour $S \geq 1$. ces maxima valent à peu près $\phi \approx 0.35$ indépendamment de F_1 pour autant que s soit assez grand pour que le ressaut hydraulique apparaisse encore.

Les profils de surface sont classés en 4 types, notamment :

Type A : le ressaut forcé par les blocs est presque le même que le ressaut classique
Type B : le ressaut hydraulique est strictement forcé par les blocs. Au-dessus des blocs, l'eau commence à bouillonner. L'efficacité du ressaut est excellente, et les ondes aval ne dépassent que de peu la hauteur moyenne. Le jet plongeant derrière les blocs n'est pas considérable si $\bar{h}_s < 1.15h_2$; il est guidé vers la surface de l'écoulement. \bar{h}_s est la hauteur d'eau maximale au-dessus des blocs.

Type C : pour $\bar{h}_s > 1.15h_2$, le jet plongeant à l'aval des blocs s'approche du fond du canal et y provoque une surface extrêmement ondulante et des érosions importantes dans lit meuble. La tendance à la formation d'un deuxième ressaut devient évidente.

L'efficacité de ce dissipateur n'est que modeste.

Type onde : la limite entre la formation d'un ressaut hydraulique et la transition d'un écoulement entièrement torrentielle au voisinage des blocs s'établit.

Ces quatre types d'écoulement ont été remarqués avec des seuils continus.

Le ressaut hydraulique forcé par blocs de type B, présente le meilleur dissipateur d'énergie à longueur minimale. Pour ce type, la force relative des blocs se situe $0.17 < \phi < 0.24$. BASCO (1971) trouve par des essais que l'optimum de l'efficacité des blocs standard USBR apparaît si

- La largeur totale des blocs est de 50% de la largeur du canal,
- Les conditions hydrauliques de la figure.VIII.5 sont satisfaites.

Une fois h_1 et F_1 connus, cette figure permet de calculer le rapport h_2/h_{20} ainsi que le rapport des hauteurs conjuguées. De plus, la hauteur relative des blocs et la distance x_B/h_{20} sont indiqués. Cette figure représente aussi l'efficacité $\eta = \Delta H/H_1$ d'un tel dissipateur. On constate qu'une augmentation de 5% comparé au bassin sans blocs ($S=0$) est obtenue. On a également trouvé qu'une rangée de blocs décalée par rapport à la première n'augmente que faiblement l'efficacité du dissipateur, ce qui montre qu'une seule rangée est suffisante. Par contre, l'efficacité d'une deuxième ligne de blocs se résume en la réduction de l'érosion aval. Il est à noter que la forme géométrique des blocs ne joue qu'un rôle secondaire quant à l'efficacité de dissipation par contre, cette forme devient importante dès que des effets d'érosion et de cavitation sont à craindre.

VIII.4. Combinaison d'éléments de dissipateur

Un bassin dissipateur réel présente une combinaison de divers éléments discutés ci-dessus. Une distinction doit être faite entre les éléments qui :

- augmentent l'efficacité,
- améliorent la stabilité,
- augmentent la compacité

comparativement au bassin dissipateur classique (sans déflecteurs, amortisseurs ou marches). Les divers éléments d'un dissipateur réel sont normalement soumis à des essais sur modèles réduits. Il n'y a qu'un nombre limité de propositions généralisées de bassins amortisseurs. Les dissipateurs USBR des types I à IV, sont bien connus, les propositions SAF (saint Anthony Falls), ainsi que les propositions VNIIG (Institut d'hydrotechnique de Vedenev de l'ex. URSS). Pourtant ces bassins ne se prêtent qu'à des débits relativement petits et ne s'appliquent qu'à des cas particuliers.

L'augmentation de l'efficacité d'un ressaut hydraulique parfait selon l'équation (perte de charge) est souvent atteinte par des seuils noyés ou par l'élargissement latéral du bassin, l'amélioration de la stabilité se fait normalement par des seuils terminaux (situés à l'extrémité aval du bassin). Le volume minimal du dissipateur est obtenu en posant des blocs dissipateurs (blocs de chute ou blocs chicanes) ou des seuils transversaux.

Jusqu'à présent, aucune recherche ne portait sur l'examen systématique de combinaison de divers éléments d'un dissipateur. Ce n'est évidemment que par de telles optimisations que l'on obtiendra des dissipateurs économiques et efficaces.

Chapitre IX

Différents aspects d'un bassin de dissipation

Introduction

Différents aspects de la dissipation d'énergie doivent être pris en considération, vu leur influence directe sur le dimensionnement du bassin. On va se limiter dans ce chapitre aux trois principaux aspects.

Au premier lieu, l'attention est orientée à l'analyse des pressions dynamiques qui se développent au sein du bassin de dissipation, les caractéristiques de la pression dynamique dans le ressaut hydraulique seront également traitées. Secondo, l'affouillement juste à la sortie du bassin, qui représente une transition marquée entre le dissipateur d'énergie et le lit de la rivière. Tertio, le siège d'amortissement des ondulations générées dans l'écoulement aval.

IX.1 Caractéristiques de la pression dynamique :

Les structures hydrauliques ont une performance acceptable dans la désignation des valeurs moyenne de la pression. Quoique, les fluctuations autour de ces valeurs moyennes deviennent significatives pour la forme mono turbulente de l'écoulement.

L'ampleur de ce problème s'étend lorsque la vitesse d'écoulement devient très importante occupant les zones de séparation ou dans un ressaut hydraulique où la dissipation d'énergie est liée étroitement à la mono-turbulence.

Des dépressions importantes dues aux pulsations de basse fréquence augmentent le risque de la cavitation au sein de la structure, où la pression moyenne est nettement supérieure à la pression de vapeur qui est à son tour supérieure à la pression atmosphérique. En ce qui concerne les bassins de dissipation, il faut surtout éclaircir les deux points suivants :

1) La zone d'une dissipation d'énergie importante ($x \approx 0.3$), qui doit être analysée avec beaucoup d'attention dans la mesure où elle représente une zone dont les fluctuations de la pression deviennent extrêmement larges, se qui engendre des éventuelles rainures dans les dalles de fond. (x représente la position de pied du ressaut par rapport à l'extrémité amont du bassin)

2) L'érosion due à la cavitation est accentuée par la présence des seuils et des blocs.

Dans ce qui suit, sont considérés et les valeurs moyennes et les fluctuations extrêmes de la pression dynamique pour la conception d'un bassin de dissipation.

IX.1.1 Fluctuation de la pression et cavitation :

La contribution de BOWERS et TSAI (1969) dans l'étude des fluctuations est basée sur une longue expérience en utilisant les ressauts hydrauliques type SAF. Ils ont trouvé que la pression fluctuante peut être supérieure à 40% de la vitesse d'approche de chute $V_1^2/2g$. ils ont également recommandé que :

- Les pressions fluctuantes doivent être prises en considération dans la conception de la structure ;

- Les ouvertures de plancher de drainage doit se situer de façon à éviter les fluctuations de la pression dans le corps de ressaut, et de réduire la pression sur le plancher du bassin ainsi qu'au niveau des blocs.

RAHMAN (1972), a attribué les dommages enregistrés dans le bassin de Carnafuli (Bangladesh) en grande partie à la présence des fluctuations de la pression durant le fonctionnement du bassin, particulièrement à des faibles lames déversantes. Les blocs chicanes étaient alors exposés à des effets intermittents de poussée et de pression jusqu'à leur détérioration.

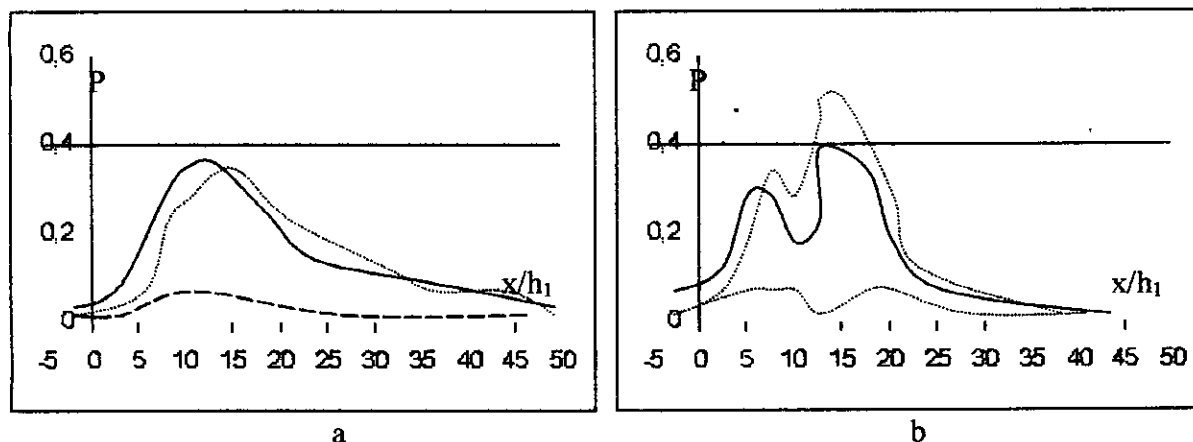
D'après PETERKA : " C'est une erreur de réaliser des longs drains interconnectés au-dessous des dalles, cependant il est plus déconseillé de placer le drain aux sorties des blocs de chute."

LOPARDO, et AL (1962) ont noté que les problèmes de cavitation dans les bassins de dissipation s'accroissent avec la présence des pressions fluctuantes de basse fréquence. Il est observé que le phénomène de cavitation se présente quand la pression moyenne de l'écoulement est largement supérieure à la pression de vapeur, et toujours plus importante à la pression atmosphérique. Ces effets des fluctuations de la pression turbulente sur la conception des murs est analysée expérimentalement par GAIKWAD et AL (1987) ; Ils ont trouvé que la distribution hydrostatique de la pression va compromettre la sécurité de l'ouvrage.

IX.1.2 La doublure du bassin

L'étude des éventuels dégâts, au niveau des dalles forment le fond d'un bassin de dissipation causé par la pression dynamique et la vibration engendrée est menée essentiellement par ANASTASI (1981). Dans le but de réduire le risque, il est suggéré de placer les blocs sur des couches de porosité homogène ce qui amortisse les fluctuations de la pression hydrodynamique.

Les critères de conception de cette doublure ont été mise en vigueur par Rinaldo (1985). Les effets de la propagation des pressions interstitielles combinées avec la vibration des dalles ont été alors pris en compte dans les équations. Un bloc d'épaisseur de $0.27V_1^2/2g$ est recommandé pour une protection optimale de la structure. La figure ci-dessous, (fig.IX.1) montre l'évolution de $p(x)$ pour les bassins de type USBR II et III, en considérant une pente du radier de 30° .



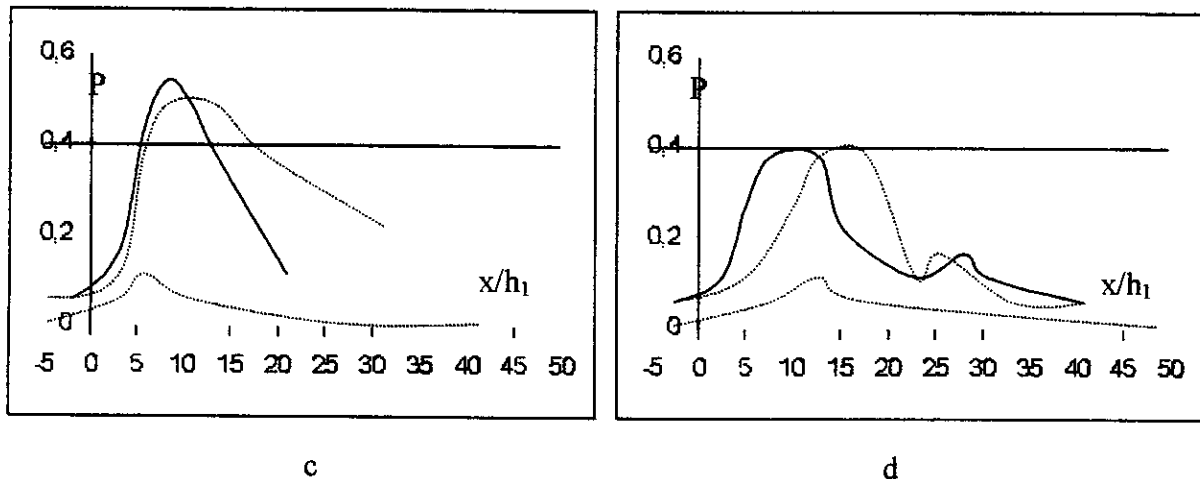


Fig.IX.1 Distribution des pressions fluctuantes extrêmes

TOSO et BOWERS (1988) ont remarqué le développement des pressions fluctuantes avec des valeurs extrêmes P^+ et P^- et la pression au voisinage du seuil terminal ne diffèrent pas beaucoup que celle dans le bassin USBR I.

Les figures IX.1a et b montrent les valeurs maximales de la pression $P^+ = 0.35, 0.52$ respectivement pour les bassins II et III. Il apparaît que les blocs de chute brisent l'écoulement avec plus d'efficacité et contraignent ainsi la formation des zones de turbulence de grande échelle, en comparant avec le développement d'importantes pressions fluctuantes dans un bassin horizontal (bassin qui ne contient pas ni blocs de chute ni blocs chicane. Il est trouvé que l'échelle longitudinale de la pulsation extrême des pressions dans la zone de haute turbulence est grossièrement huit fois plus que la hauteur amont de l'écoulement, h_1 .

Une autre étude, mettant l'accent sur l'effet des pulsations de pression sur les dalles d'un bassin de dissipation, a montré que la remontée de ces dalles est due à un de ces facteurs suivants :

- 1) la force de portance hydrostatique due au gradient de suintement ;
- 2) des pressions fluctuantes provoquées par le ressaut hydraulique ;
- 3) la différence entre les pressions fluctuantes à travers les dalles ; et
- 4) la force de portance hydrodynamique impliquée par la différence dans les fluctuations de la pression entre les faces haute et basse de la dalle ou bien par les pressions négatives intermittentes générées dues à la turbulence de l'écoulement, ce qui, dans un certain cas, peut provoquer de l'aspiration.

On a conclu dans ces études que la stabilité des dalles est obtenue pour une épaisseur équivalente supérieure à l'énergie de l'écoulement entrant, $V_1^2/2g$, par la valeur de $\frac{1}{2} C_p$, où C_p est le coefficient de pression le long de ressaut. La notion d'épaisseur équivalente est

adoptée puisque l'épaisseur des dalles est souvent conçue de manière à décroître de l'amont vers l'aval.

IX.2 L'affouillement

* Développement de l'affouillement :

L'affouillement du à la dissipation d'énergie par le ressaut hydraulique est pris en compte bien avant la compréhension de processus de ce dernier. Il reflète clairement la nécessité de protéger la structure contre l'effet érosif des courants qui peut compromettre la sécurité de l'ouvrage ou bien le rendre peu efficace.

LUSCHEL (1927) a comparé l'ampleur de l'affouillement pour les configurations d'écoulement avec ou sans seuils de REHBOCK. Il a trouvé qu'il faut vérifier les deux conditions suivantes pour une performance assez satisfaisante :

- L'écoulement dans le bief aval doit submergé celui de la sortie immédiate du seuil ;
- La dissipation d'énergie doit être complétée au pré de la section de seuil.
Il a analysé les moyens avec lesquels s'effectue la retombée de l'écoulement sur le fond d'une manière à diminuer l'action de l'affouillement.

Rehbock (1917) a attribué une étude sur les moyennes efficace de lutte contre cette affouillement qui se produit à l'extrémité aval de bassin (seuil terminal denté).

Les caractéristiques de cette structure sont comme suit :

- La face frontale des dents est verticale avec laquelle le courant entrant est déflécté vers la surface ;
- Faible pente des radiers intermédiaires ce qui donne lieu à un passage de l'écoulement, est protégé l'amont du bassin contre la déposition des éventuels matériaux ;
- Les cotes aval des dents sont faiblement penchées à fin d'établir une transition douce avec le lit de la rivière en aval du bassin.

Dans une réalisation d'un bassin de dissipation avec les dents de REHBOCK, le seuil est localisé au-delà de surface du rouleau il doit provoquer un rouleau au voisinage immédiat du fond. La longueur de ce dernier est réduite au moyen de l'espacement entre les dents qui laissent passé une portion de l'écoulement du lit, l'autre partie est déviée au-dessus des dents.

Les piques de la vitesse sont ainsi diffusés loin du fond à travers la surface libre d'où l'objectif de REHBOCK de réduire la longueur du bassin par la réduction des vitesses au voisinage immédiat du fond est ainsi atteint.

Le seuil terminal est essentiellement envisagé comme un élément dont la position de REHBOCK, à propos de l'efficacité d'un équilibre entre la déflexion des blocs de jet et la diffusion des vitesses maximales (piques) par un contre courant, est vraisemblablement vérifiable. Il préconise que la déflexion d'un seuil provoquant un jet qui plonge plus loin en aval, ainsi qu'un éventuel affouillement se produit au-delà de la section terminale du bassin de dissipation.

Les résultats de REHBOCK dans l'élaboration de ce mécanisme l'ont emmené à considérer un modèle plus ou moins incertain, et mentionne que le recours à des expérimentations sur des modèles réduits est nécessaire afin d'aboutir à une conception optimale.

Il a montré que les seuils terminaux protègent l'action d'un affouillement régulier contre un courant aval supercritique (torrentiel), et recommande qu'ils doivent se situer à l'extrémité du ressaut. Des expérimentations récentes conduites par JUNRUI et YOUNGNING (1989) sur la performance d'un seuil REHBOCK ont représenté des opérations réussites en ce qui concerne également les effets de la turbulence et la cavitation.

Une approche systématique pour la conception des seuils terminaux comme une transition efficace entre le bassin de dissipation et le lit non protégé de la rivière est introduite par Novak (1955), où il a mis en évidence les effets des variations alternatives concernant les préventions contre l'affouillement qui a été étudié en deux concepts comme suit :

- 1) la distribution des vitesses à l'aval du bassin de dissipation, et
- 2) mesure de l'ampleur d'affouillement en utilisant des paramètres qui le décrivent, comme
 - La profondeur initiale de l'affouillement z_0 ;
 - La profondeur maximale de l'affouillement z_m et sa distance L_m par rapport à l'extrémité du bassin ; et
 - La longueur totale de l'affouillement L_{sc} .

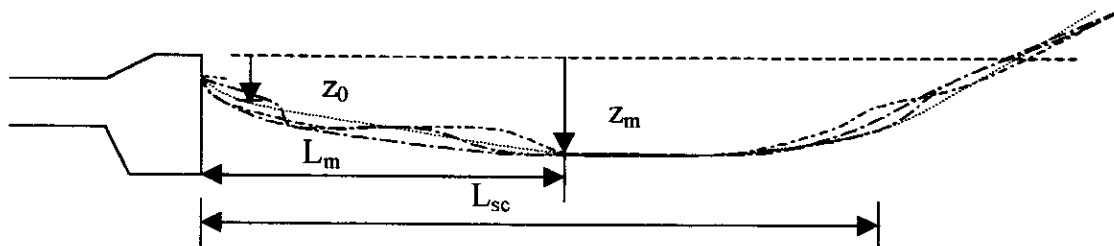


Fig.IX.2 caractéristique de l'affouillement à l'aval du bassin

Egalement l'étendue de l'affouillement, qui est la surface A_{sc} , représentant l'aire comprise entre la tangente horizontale au seuil et le profil de l'affouillement a été considéré. Le profil de l'affouillement en aval est typique au bassin de dissipation dont la vitesse de sortie V_2 est supérieure à la vitesse limite V_L qui représente le début de dépôt de sédiments.

Dans son expérimentation, Novak a analysé les effets de quelques facteurs sur la taille de l'affouillement, et sont les suivants :

- La pente du radier α_a ;
- La longueur du bassin de dissipation L_b ;
- La hauteur du tirant aval h_2 ;
- La largeur de seuil t_s et sa hauteur s ; et
- La surélévation relative du lit par rapport au bassin z_t .

NOVAK a trouvé que pour $V_2 < V_L$, le profil de l'écoulement est indépendant de la taille des sédiments constitutifs du lit d'aval, il a également mentionné que la profondeur maximale l'affouillement derrière le bassin de dissipation s'élève à 50% de la chute conventionnelle de la structure.

NOVAK a conclu son étude par les recommandations suivantes :

- La largeur du bassin L_b doit être 4 à 5 fois la hauteur de ressaut ($h_2 - h_1$). L_b est ainsi égale à la longueur du rouleau L_r d'un ressaut hydraulique classique.
- Le degré de submersion $\sigma_s = (h_{2+} - z_t)/h_2$ est compris entre 1.05 et 1.10, lorsque $0.05 \leq z_t/h_2 \leq 0.1$ qui représente la surélévation du bassin par rapport au niveau du lit aval.
- L'inclinaison du radier α_a doit être inférieure à 10° si la surface de l'affouillement est relativement petite. Si L_m est important et l'affouillement adjacent à extrémité du bassin est médiocre, on choisit un angle inclinaison important $\alpha \approx 45^\circ$.
- Un radier à marche positive provoque un affouillement moins important qu'un radier incliné.

DADDIAH (1965) a pris en considération un seuil terminal avec ou sans blocs amortisseurs, tout en menant des expériences sur 15 types d'un seuil terminal. La longueur de bassin est égale à $5h_2^*$ (série1), et $3h_2^*$ (série2) et en impliquant les formes suivantes des bassins de dissipation : A, bassin de dissipation classique (sans aucun accessoires) ; B, bassin de dissipation avec seuil terminal, et C, bassins de dissipation avec seuil terminal et les blocs standards d'amortissement.

Il présente les rapports où la profondeur maximale de l'affouillement $Z_m = z_m/h_2^*$ dépendant du quotient des hauteurs du courant aval $G = h_2/h_2^*$, avec h_2 est une hauteur conjuguée de ressaut hydraulique. L'indice $\lambda_{sc} = L_{sc} Z_m / h_2^{*2}$ du vol de l'affouillement, il est montré que λ_{sc} diminue sensiblement dans l'ordre A, B à C pour $G < 1$, l'indice λ_{sc} dans les deux types de bassin A, et B est égal. En ce qui concerne la série 2 Les bassins B et C se comportent d'une manière analogue.

DADDIAH a tiré les conclusions suivantes :

- L'efficacité d'un bassin classique (bassin A) à terme d'affouillement est comparativement faible. L'ajout d'un seuil terminal réduit l'action de l'affouillement d'une façon significative.
- Un seuil terminal dentelé avec des faces verticales est plus efficace qu'une marche (positive, négative), les blocs amortissements additionnés aux seuils terminaux implique une réduction de 40% de la longueur de bassin et une réduction de 20% de niveau du courant aval.
- L'augmentation de tirant d'eau aval réduit l'affouillement, et
- La conception la plus efficace et la plus économique requière les plateaux dentelés (dentated floor blocs), on les blocs triangulaires, en générales c »est dans la manière proposé par Rehbock.

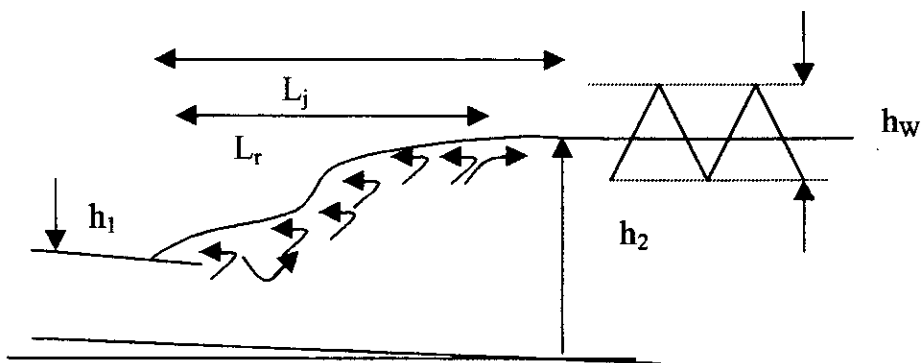
IX.3 Action des ondulations dans le courant aval :

1. caractéristiques des ondulations :

Le potentiel ondulateur dans le courant d'aval d'un ressaut hydraulique classique est large lorsqu'on considère un nombre de FROUDE dans l'intervalle $2.5 < F < 4.5$, l'action ondulateur dépend de plusieurs autres paramètres, comme le type de dissipateur utilisé, la profondeur à l'aval, la pente du lit, et la géométrie du canal à l'aval.

Une étude expérimentale conduite par Abou-Seida (1963), avec un nombre de FROUDE incluse dans $2.2 < F_1 < 5$, et des pentes de lit entre 2.5% et 5%. UN bassin de type seuil de ski est pris en compte.

2. Les paramètres influençant l'ondulation au courant aval sont



FigIX.2 l'action ondulateur dans l'écoulement aval

- La hauteur de l'onde h_w
- La période de l'onde t_w
- La profondeur amont h_1 , la vitesse à l'amont V_1
- La profondeur aval h_2 , la pente θ du lit, est l'accélération gravitationnel g .

Les résultats des expérimentations sont résumés par l'expression :

$$\frac{h_w}{h_2} = f\left(\frac{h_w}{gt_w^2}, F_1, \theta\right)$$

Le paramètre $\sigma_w = \frac{h_w}{gt_w^2}$ est appelé la raideur (rapidité) de l'onde.

L'effet de la pente du lit θ sur l'ondulation de l'écoulement aval est même suit ;

- Pour des faibles pentes, l'effet de Y (rapport des profondeurs conjuguées), sur $F_w = V_1 / \sqrt{gh_w}$ est similaire à ce lui un lit horizontal.

- Pour des pentes $\theta > 4\%$, F_w est pratiquement indépendant de Y et augmente avec la diminution de F_1 ; et
- Le paramètre T_w (période de l'onde) est donné par les deux expressions après, basées sur l'étude expérimentale de LAPARDO et VARNET(1979), qui ont obtenu la relation entre la hauteur relative de l'onde et la période ;

$$\frac{h_w}{h_2^*} = \frac{1}{3} \frac{(F_1)-1}{2\sqrt{2F_1-1}} \equiv \frac{1}{6\sqrt{2}} \left(1 - \frac{2}{3F_1}\right) \text{ et} \quad \frac{V_1}{h_1} t_w = 6(F_1 - 1)^{1.42}$$

3. Les dispositifs d'amortissement des ondes :

Peterka a discuté deux types d'onde de surpression dont la performance

1) Le dispositif de type radeau ne dépend pas de nombre de FROUDE à l'amont F_1 . Cette structure permet une élimination partielle des ondulations (vagues). L'arrangement le plus efficace de cette dernière comprend les caractéristiques suivantes :

- La perforation du radeau est régulière ;
- Les creux (ouvertures) dans le radeau doivent être profonds ;
- Les radeaux doivent avoir une certaine rigidité.

Le rapport entre la surface des ouvertures et la surface totale du radeau est de l'ordre de 1/6 à 1/8 pour assurer un bon fonctionnement. L'espacement entre les radeaux doit être égal au moins à 3 fois la dimension du radeau. Un tel dispositif élimine un taux de 50% de la hauteur des ondulations.

2) Le dispositif de type écoulement forcé (underpass-type) : Il se compose d'un plafond (toiture) horizontal placé dans le canal avec des murs latéraux suffisamment hauts pour forcer tout l'écoulement à passer au-dessous du toit.

L'espacement entre le canal et le toit de dispositif et une caractéristique très importante dans le but de réduire la hauteur des ondulations d'une façon efficace.

La conception d'un tel dispositif met en considérations les éléments suivants :

- a) Largeur L_u : Une largeur L_u/h_u entre 1 et 1.5 implique une diminution de 70% de la hauteur des ondes.
- b) Pour $2 < L_u/h_u < 2.5$, on obtient une réduction de plus de 85% de la hauteur des ondes dont la période est inférieure à 5s.
- c) L'écoulement à travers ce dispositif est régi par l'équation de type orifice :

$$Q = C_d \times A \times (2g \Delta H)^{1/2}$$

Où:

- A est la section transversale de l'écoulement.
- ΔH la dénivellation entre les niveaux amont et aval du dispositif.
- C_d coefficient de la perte de charge.

Chapitre X
Cavitation Et Aeration

X.1 Cavitation

Dans l'étude des équations de la mécanique des fluides, il peut arriver que les conditions dynamiques ou même thermodynamiques de l'écoulement soient telles qu'elles permettent à des cavités d'apparaître ou de se maintenir au sein de fluide, ces cavités étant formées à partir de la vapeur de liquide ou des gaz dissous dans le liquide ou même à partir de gaz provenant de l'extérieur de l'écoulement (cavités ventilées)

L'eau peut être considérée comme incompressible; une surpression de 1000m de colonne d'eau, par exemple, augmente la masse volumique de 0.5% seulement. Des surpressions dans les écoulements ne présentent donc pas d'inconvénients au niveau des propriétés du fluide. Par contre l'eau réagit assez fortement à des sous-pressions. Si la pression dans un écoulement décroît jusqu'à une pression limite (P_v de vapeur), des particules d'eau s'évaporent. L'eau devient biphasique, c'est-à-dire constitué d'eau et de bulles d'air. Ce phénomène est appelé cavitation.

Ce phénomène qui ne peut pas se manifester dans les écoulements à filets de courant parallèles. Pour que les effets de cavitation apparaissent, il faut que les lignes de courant soient courbées.

Après la formation des bulles d'air, si la pression dans l'écoulement augmente à nouveau, ces bulles de vapeur reviennent à leur état liquide. Il résulte une implosion des bulles, libérant localement des énergies considérables, ce qui conduit au phénomène de l'érosion.

La cavitation joue un rôle important dans les constructions hydrauliques notamment pour les canaux à haute vitesse (coursiers), les sorties de galeries, les parties proches des vannes du fond (grande vitesse et petite courbure des lignes de courant), les déversoirs, les dissipateurs (seuils et blocs) et les entrées des galeries (vitesse considérable et ligne de courant fortement courbes)

Tous ces ouvrages sont soumis à un risque d'érosion dont il faut bien réaliser l'importance du point de vue de la sécurité de tels ouvrages.

Bien que longtemps connu pour ses effets favorables contre la cavitation dans les structures hydrauliques, les chercheurs ont d'une manière concluante démontré la fiabilité des dispositifs d'aération pour empêcher les dommages de cavitation, mais concevoir un système d'aération exige des réponses aux questions principales suivantes;

- (1) A quel endroit le premier aérateur devrait-il être disposé ?
- (2) Quel est le volume d'air entraîné à l'aérateur ?
- (3) Quel est l'espacement entre les aérateurs ?

X.1.1 description physique de la cavitation

KIRCHHOFF et THOMPSON ont trouvé que dans le cas d'un écoulement potentiel les valeurs extrêmes de la vitesse et de la pression se trouvent toujours aux bords limitant l'écoulement, mais jamais à l'intérieur de celui-ci. La pression devient évidemment minimale là où la vitesse est maximale, et vice versa. Plus généralement, la pression correspondante est toujours minimale là où l'écoulement contourne un obstacle à paroi convexe.

Ce phénomène correspond, sur le diagramme de Van Der waals (fig.X.1), à un mouvement de A à B ou B est le point initial de la vaporisation. MEYER a pourtant montré que la limite B peut encore être abaissée, si l'eau est pure et ne contient pas de germes. Dans ce cas, l'eau peut donc subir des tensions négatives au-delà de $(\rho g h_v)$ et, si celle-ci agissent seulement pendant un court instant, elle ne s'évapore pas.

Etant donné que l'eau n'est pas pure, le comportement décrit par les points BCDEF dans la (fig.X.1) n'est pas valable, l'évaporation commence approximativement lorsque $h < h_v$.

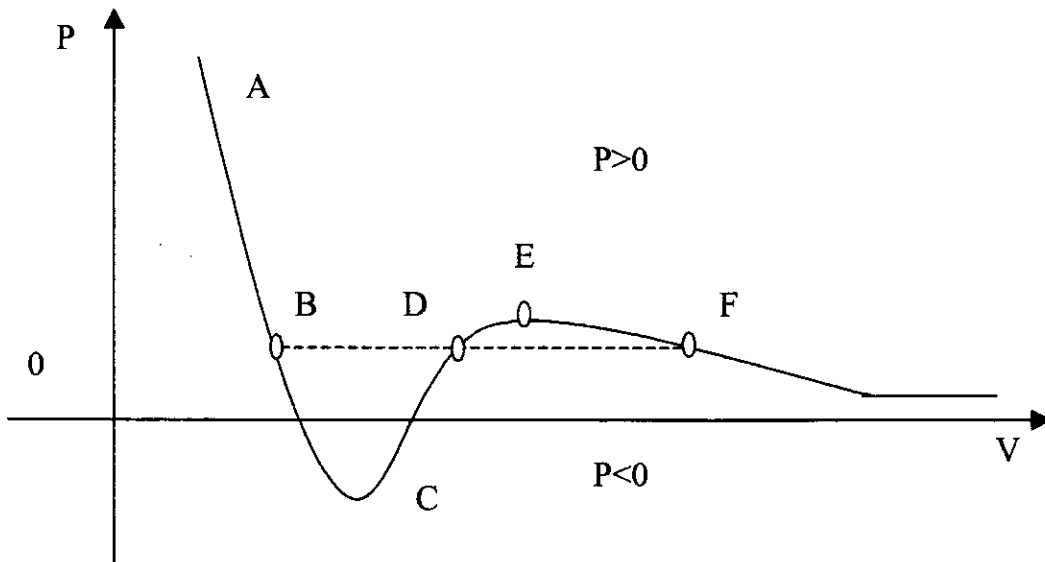


Fig.X.1 digramme de VAN DER WAALS

La pression interne de la bulle P_b se compose de la pression de vapeur P_v et de la pression de gaz P_g .

Dés que la bulle considérée est transportée par l'écoulement dans des zones de sous-pression elle implose en un temps extrêmement court. Dans la dernière phase de l'implosion, la bulle est fortement déformée. L'onde de compression libère des quantités d'énergie considérables et entraîne une érosion de la surface rigide si l'endroit où se produit la cavitation se trouve assez près de la paroi limitant l'écoulement.

X.1.2 irrégularités de surface

Des écoulements à haute vitesse et filets de courant courbes peuvent provoquer des pressions proches de la pression de vapeur. La couche laminaire étant très mince pour l'écoulement turbulent, de petites irrégularités de surface par rapport à la hauteur d'eau représentent déjà un danger potentiel. La figure ci-dessous montre cas typique dans lesquels des érosions de cavitation peuvent se manifester.

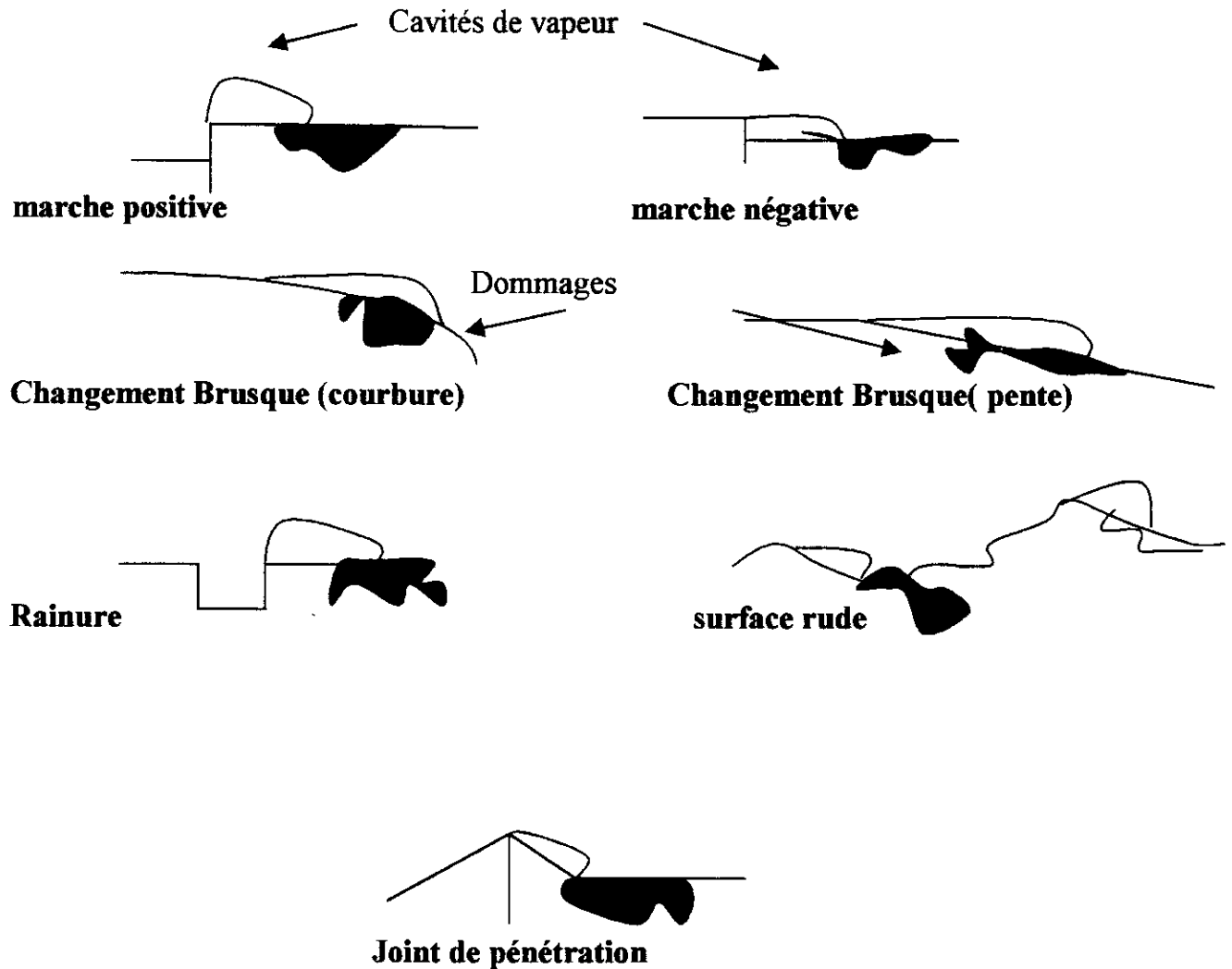


Fig X.2 : cas typiques ou l'irrégularité de la surface d'un canal produit des

zones d'érosion qui peuvent en résulter(en noir); direction de l'écoulement de gauche à droite.

Des changements brusques des parois, courbes ou ondulaires, doivent être atténués en grandeur, voire leurs formes modifiées (ou les deux), pour que les dommages disparaissent.

X.1.3 risques de cavitation

La cavitation se produit dans l'eau débordante lorsqu'une réduction de pression dans le liquide mène à un changement de phase liquide à la vapeur, les noyaux de vapeur et de gaz croissent rapidement forment les cavités évidentes dans le fluide, la réduction de pression est liée dans la plu part du temps aux changements de la vitesse locale provoquée par des irrégularités de la couche limite. A mesure que la vitesse locale augmente, la pression diminue, et elle peut atteindre une valeur critique ou la vapeur devient instable.

Implosion des bulles d'air traînées par l'eau est concentré dans la zone plus élevée de pression aeteur de point de stagnation en aval de la grande cavité.

Des investigations par le bureau des U.S.A ont été effectuées pour évaluer la cavitation caractéristique.

-l'indice critique de cavitation ;

$$\sigma_1=(H-H_v)(V^2/2g)..... (X.1)$$

dont :

H= pression absolue max

H_v=pression de la vapeur d'eau

V²/2g=vitesse d'écoulement max

Cette formule ne prend en considération l'effet de la distribution de vitesse a travers l'écoulement comme influencé par la croissance de la couche limite.

Des études liées dans la plu part à la construction mécanique et l'influence de la couche limite.

Selon les résultats ARUDT,5 l'état de la cavitation due à une irrégularité triangulaire d'isolement dans un écoulement bi-dimensionnel peut être exprime par :-

$$\sigma_1=0.152(d/\delta)^{0.361}(V\delta/v)^{0.196}..... (X.2)$$

où :

$$\sigma_1=(0.152/v^{0.196})V^{0.196}(d/\delta)^{0.165}*d^{0.196}..... (X.3)$$

pour :

d=hauteur de l'irrégularité triangulaire

δ= épaisseur de la couche limite

V=la vitesse de l'eau à une distance δ de la couche

v=la viscosité cinématique de l'eau

L'équation (X.2) montre pour des vitesses (20m/s)et (40m/s) que l'indice critique de cavitation devrait prendre en compte le degré de développement de la couche limite.

Pour des irrégularités de l'ordre de quelque mm la vitesse de l'écoulement considérée serait beaucoup moins que la vitesse moyenne de l'écoulement si la couche limite était bien développée, comme c'est généralement le cas avec les évacuateurs de crue.

Il n'y a aucun effet de l'épaisseur de la couche limite sur σ₁ qui est constant pour différentes valeurs de d/δ la vitesse est toujours mesurée à une distance de la couche limite. Quand l'eau suit une courbe concave verticale, l'accélération près de plancher tend à éliminer la limite plus tard.

Les vitesses élevées se produisent encore près de la surface concrète, et la cavitation se produit immédiatement en aval de la courbe, la grande quantité de dommage rapportée dans les évacuateurs de crue est certainement liée à cet effet.

Pour des vitesses moyennes de l'ordre de (40m/s) et des concentrations élevées d'écoulement au-dessus de (20-30 m³/s/m), l'effet de la couche limite peut être suffisant

pour réduire le risque de cavitation d'une manière appréciable. Les fluctuations de pression dues à la turbulence de l'écoulement peuvent être responsables des impulsions à basse pression assez fréquentes pour produire la cavitation.

Pour l'évaluation, du risque de cavitation un nombre :

$$\sigma = \frac{\frac{P_a}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma} + h \cos \alpha + \frac{h V^2}{g r}}{\frac{V^2}{2g}} \dots\dots\dots (X.4)$$

- P_a=pression atmosphérique
- γ =poids spécifique de l'eau
- P_v=pression de vapeur
- α= l'angle de fond de chute à l'horizontal
- g=accélération de gravité
- V=la vitesse de l'eau
- r= rayon de la courbure vertical
- h=profondeur normale de l'eau au courant

Cette valeur de σ peut être comparée à l'indice critique σ₁ de cavitation, la vitesse moyenne de l'écoulement peut être prise comme référence, si le nombre de cavitation est au-dessus de 0.25, l'aération va être la meilleur solution pour empêcher la cavitation.

La recherche expérimentale sur l'aération indique qu'une concentration en air de 5 à 10% près de la surface élimine pratiquement les risque de cavitation.

$$C = V_a / (V_a + V_w) \dots\dots\dots (X.5)$$

- V_a=volume de l'air
- V_w=volume de l'eau

Par conséquent, la conception des systèmes d'aérations dépend de l'évaluation correcte de la quantité d'air à entraîner à l'aérateur et de développement de la concentration en air près de la surface. Des aérateurs additionnels devraient être disposés dans des sections dans la concentration tombe au-dessous du niveau exigé.

X.2 Aération forcée des coursiers

a. Types d'aérateurs :

Chaque irrégularité du fond ou d'une paroi latérale rectiligne peut créer des lignes de courant courbes. Si le centre de courbure de la ligne de courant considérée se trouve de coté de l'écoulement, il en résulte une pression supérieure la pression hydrostatique. Par contre, si le centre de courbure est du cote extérieure de l'écoulement de l'écoulement, la pression sur et près de la paroi est inférieure à la pression hydrostatique.

Il existe plusieurs moyens d'éviter l'érosion de cavitation :

- canal strictement rectiligne,
- paroi de canal extrêmement lisse,
- amortir les chocs provenant de l'implosion.

Les deux premières possibilités ne sont pas réalisables que dans des circonstances particulières ou sur des modèles réduits. Par conséquent, si le danger d'érosion de cavitation devient important, il faut viser la troisième possibilité. Le moyen le plus simple est d'aérer artificiellement l'écoulement près du fond. Le résultat est alors un écoulement à pression atmosphérique en surface et au fond. Un tel écoulement peut être comparé avec un jet dans l'air. La pression dans le jet n'est évidemment pas égale à la pression atmosphérique, mais elle dépend de l'inclinaison et de la courbure des lignes de courant.

- L'aération de la zone inférieure du jet peut être réalisée au moyen de différents types d'aérateurs. On distingue, comme types de base, les déflecteurs, les gradins et les fentes.

- Les déflecteurs : sont caractérisés par un changement local de la pente dans un canal, produisant ainsi une discontinuité de hauteur s.

- Les gradins : provoquant un changement brusque de l'élévation du radier. Une combinaison des trois types d'aérateurs est possible. Quelle que soit la combinaison choisie, il est important que l'espace ainsi créé sous le jet soit relié à l'air libre et que cette connections permette un apport d'air suffisant.

b. Principe de fonctionnement

En fonction de la concentration on distingue plusieurs zone dans Le mécanisme d'aération

- (1) une zone d'approche ($C_f < C_{\min}$),
- (2) une zone de transition,
- (3) une zone d'aération et une fois que la ligne de courant inférieure atteint à nouveau le fond,
- (4) une zone d'écoulement aéré au fond.

On constate des maximums de pression sur le fond à l'extrémité aval du déflecteur et au point d'impact de la ligne de courant inférieure. Par contre le min de pression est situé à l'aval du déflecteur.

Pour le considéré, la concentration moyenne d'air au fond C_f est nulle à l'amont de l'aérateur, s'élève jusqu'à $C_f=1$ à l'aval de ce dernier, tombe presque à zéro à l'amont de la zone d'impact du jet pour remonter vers un deuxième max. A cet endroit l'écoulement est imprégné d'air. Plus à l'aval, la concentration d'air diminue progressivement pour retomber finalement à 0 auprès du fond. Seule la zone superficielle reste aéré, le fond n'étant plus protégé contre l'érosion cavitationnelle. De ce fait résulte la nécessité de prévoir un nouvel aérateur.

X.2.2 entraînement de l'air :

Les caractéristiques de l'entraînement de l'air dans les ressauts hydraulique ont été analysées par un certain nombre de chercheur.

RAJARATNAM (1961) a mesuré la distribution de la concentration en air C_a dans le ressaut avec $2.42 < F_1 < 8.72$, dans le quels C_a correspondent au rapport de volume de l'air et de mélange (air+eau) à un point concerne. La fig ci-dessous montre des échantillons pour $F_1=3.9 ; 6.35$ et 8.72 , on remarque que la C_a diminue vers le fond et tend à 0 ($Z=0$) pour les nombres F_1 plus petits.

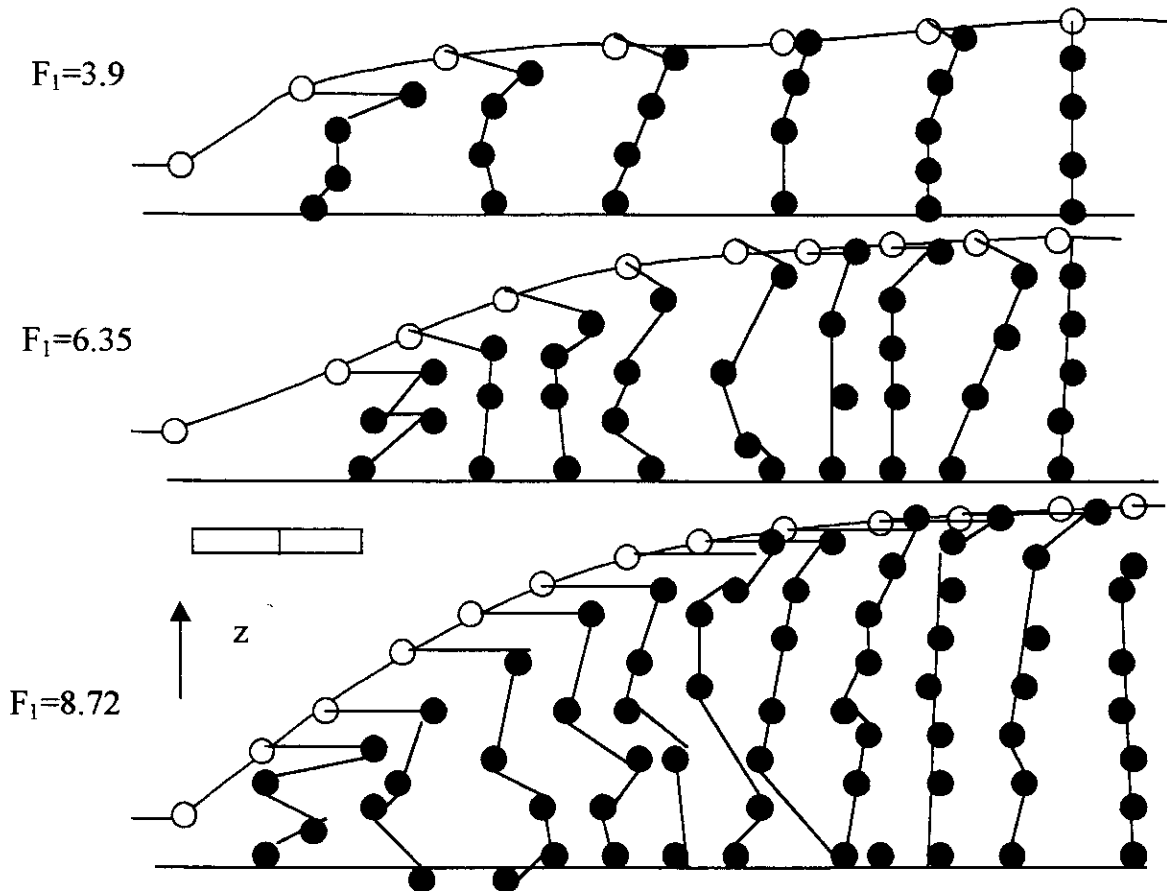


Fig X.3 Distribution de la concentration de l'air

Pour des nombres de Froude élevés, la concentration en air diminue pour certaine concentration du fond à la valeur minimale, vers le milieu de la hauteur d'écoulement et des augmentations au maximum sur la surface. De plus, la C_a est grande à la surface près de (l'orteil) et diminue dans le ressaut.

RAJARATNAM a indiqué que la nomenclature augmente d'une manière significative avec l'augmentation de F_1 .

En ce qui concerne la taille RAJARATNAM a observé que les plus grandes bulles de diamètre environ de 3mm étaient près de la surface, et les bulles petites (1 à 2 mm) sont apparues près du fond, indépendamment des extrémités de F_1 .

Comme conclusion des chercheurs ont constatés que les ressauts avec des états entièrement développés d'apport maintiennent l'air plus long temps que les ressauts avec in développement des états d'apport, donc, le premier type de ressaut soit bien convenu dispositif d'aération.

BABB et AUS ont étudié le mouvement des bulles d'air dans et hors ressaut(F_1), les résultats étaient en accord avec celles de RAJARATNAM, la vitesse max d'entrée d'air dans le ressaut était 10fois de V_1 , la longévité était très courte en raison de la turbulence, du cisaillement et de la flottabilité.

Un coefficient d'entraînement de l'air

$\beta=Q_a/Q_e$ dépend en premier lieu de la géométrie de l'aérateur, du système d'aération et de la condition d'approche et de la géométrie de la cavité produite.

Pinto et Al ont démontré, par des essais sur prototypes, que l'on peut poser $\beta=K\beta*(l/H_0)$

Où $K\beta$ dépend de la géométrie de l'aérateur et du système d'aération.

H_0 est la hauteur d'eau à l'amont du dispositif.

$K\beta$ se situe entre $0.023 \leq K\beta \leq 0.033$.

Des essais sur modèles hydrauliques indiquent que :

- la hauteur optimale de l'aérateur, s , dépend de H_0 ,
- β dépend fortement de la vitesse amont $V_0=q/H_0$ et n'est que légèrement fonction du débit spécifique $q=Q/H_0$.

Le phénomène d'entraînement de l'air fait actuellement l'objet de recherches intensives. Les résultats donnés ci-dessus doivent donc être considérés comme préliminaires. Pour des ouvrages importants, des essais sur modèles réduits doivent être envisagés.

X.2.3 Systèmes d'entraînement d'air

La figure (X.4) représente les différents types de systèmes d'approvisionnement d'air. L'air entraîné dans l'écoulement provient des cotés du canal, soit par un pilier situé dans le canal (d), ou soit par conduites d'air (e, f).

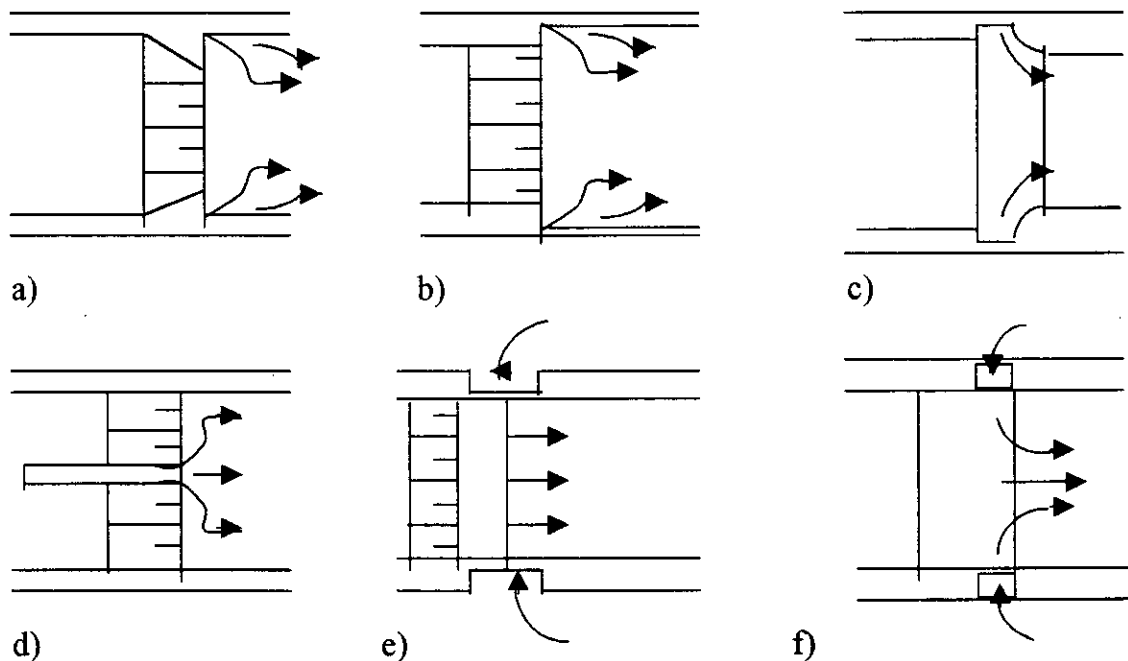


Fig X.4 Dispositions d'approvisionnement d'air

Seuls les types e) et f) de la figure (X.4) ne perturbent pas l'écoulement par des ondes de choc. Etant donné que la différence de pression ΔP est max au centre de canal il faut veiller que cet endroit soit suffisamment alimenté en air. Par conséquent, la variante f) donne les meilleurs résultats du point de vue de la répartition de l'air et de l'efficacité de l'aération de l'écoulement.

X.7 Espacement des aérateurs

A l'exception de débits minimaux, l'aération superficielle des écoulements à haute vitesse ne suffit pas à aérer la zone de danger près du fond. Le max de la vitesse et le min de la concentration d'air sont atteints dans la zone axiale du coursier. Dans cette zone, une alimentation en air suffisante doit être garantie.

Comme règle approximative, on peut admettre une perte d'air de 0.5 à 0.8% par mètre de longueur d'un canal rectiligne, et de 1.2 à 1.5% par mètre d'un canal à fond concave.

Comme cela a déjà été indiqué, la distance entre deux aérateurs dépend fortement de la vitesse moyenne de l'écoulement. Elle est normalement comprise 30 et 100m. jusqu'à présent, les valeurs de ces distances ne peuvent être déterminées qu'à l'aide de modèles réduits.

CONCLUSION :

Permet les conséquences de la cavitation dans un bassin de dissipation c'est la formation d'une fosse d'érosion.

Le fonctionnement d'un bassin de dissipation comme il en existe à l'aval des évacuateurs de crue de nombreux barrages, peut conduire à l'excavation progressive accompagnée d'un billonnage des parois par des fluctuations de pression associées à une forte turbulence.

L'interprétation du mécanisme physique de formation des fosses d'érosion fait donc apparaître que :-

- la cavitation attaquant les matériaux les plus tenaces,
- la profondeur limite de cavitation, indépendante de la nature du matériaux formant le fond.

Ce mécanisme ne suggère d'autres palliatifs pratiques.

1-soutien du niveau aval pour un contre barrage pour créer une épaisseur d'eau amortissant l'impact ;

2-étalement et fragmentation de jet afin de répartir l'impact et d'éviter la concentration d'efforts de poinçonnement.

3-aérateur afin d'amortir les fluctuations de pression et de limiter les risques de cavitation tout en facilitant la dissipation d'énergie.

Chapitre XI
Dimensionnement
d'un bassin de dissipation

XI.1 présentation de la méthode

Le concept de la longueur fluïdo-dynamique fût trouvé est publié par M. LAPARY en 1939, mais son application se limitait au domaine restreint des écoulements uniforme d'eau, passant par des canaux trapezoidale.

La presente étude étand l'application de cette longueur aux écoulements à surface libre passant par les ouvrages courts (bassin de dissipation) afin de rendre les calculs plus simples, et en introduisent un nombre de variables plus réduit.

Anisi que cette longueur est indépendante de la nature de fluïde et de la forme géométrique de la section.

L'introduction du principe de la longueur fluïdo-dynamique constitue une énnovation fondamentale des méthodes de calcul appliquées dans le domaine de la mécanique des fluides et permet en plus la solution directe, simple et expéditive d'une quantité impressionnante de toutess sorte de problêmes, nécessitant jusqu'à présent l'application de procédés indirecte, londs et laborasiux ou même le recours à l'expérimentation sur modèle réduit.

XI.1.1 Signification physique de la longueur fluïdo-dynamique: "le carré L"

La LFD désigner par Ψ est fonction monovalente du rapport $\frac{Q}{\sqrt{J}}$, de la rugosité ϵ et de l'accélération de la pesenteur g .

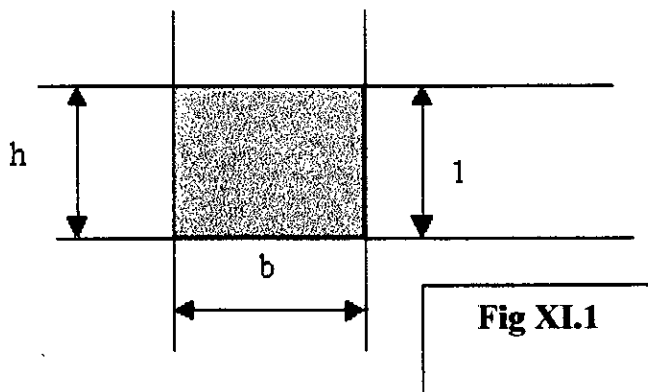
Considérons un écoulement permanent uniforme d'un liquide passant sur un plan incliné large , avec un débit unitaire q (passant par une tranche de section transversale droite ayant sa largeur égale à l'unité de longueur). Et avec h la profondeur de liquide, on a le débit:

$$Q = bq = hq$$

Si en prend $b = h = a$

Pour $a = 1$;

$P_1 = 1$ et $A_1 = 1$



Dans le cas où a est arbitrairement choisie:

$$A = A_1 a^2 \quad \text{et} \quad P = P_1 a \quad (\text{XI.1})$$

D'où

$$R_m = A/P = A_1/P_1 a.$$

En considérant que par définition:-

$$R_m = R_{m0} Y \quad \text{et} \quad a = a_0 Y$$

$$\text{On tire que} \quad a_0 = P_1 R_{m0} / A_1 \quad (\text{XI.2})$$

Applicable dans tous les formes.

Alors

$$a_0 = (P_1/A_1) R_{m0} = (P_1/A_1) (A/P^2)^{1/1.65} \quad (\text{XI.3})$$

$$(\text{XI.1}) \Rightarrow A/P^2 = (A_1 a^2)/(P_1^2 a^2) = A_1/P_1^2$$

(XI.1) et (XI.3) donnent;

$$a_0 = P_1/A_1 (A_1/P_1^2)$$

$$\text{implique;} \quad a_0 = P_1^{0.45} / (A_1^{0.623})$$

l'équation générale; ayant validité à tous les profils quelle que soit leur forme.
Dans notre profil carré l'application de l'équation (XI.2) nous donne:-

$$a_0 = b_0 = h_0 = R_{0m} = 1.$$

D'autre part ou par définition:-

$$a = a_0 \Psi = b = b_0 \Psi = h = h_0 \Psi = \Psi.$$

D'où on tire la conclusion que la longueur fluïdo-dynamique se confond avec la longueur d'un côté du carré "L".

XI.1.2 Ecoulement en régime critique:

Dans le des écoulements passant par les conduites à ciel ouvert il est souvent intéressant de connaître les valeurs correspondant au régime critique .

La criticité d'un milieu est exprimée par la formule;

long de la conduite, en traçant des diagrammes adimensionnels, représentant dans un système de coordonnées à division logarithmique des paramètres de dimension tels que:- $\psi_+ = \psi/\psi_k, H_+ = H, h_{t+} = h_t/\psi_k \dots$ etc.

Ayant chacun pour dénominateur commun la valeur spéciale ψ_k (la longueur fluïdodynamique, correspondant au régime critique). Il est à noter ici que les dimensions distinguées par l'indice (+) constitue le rapport entre une dimension linéaire, d'une section quelconque, d'une part et de la longueur fluïdodynamique correspondant au régime critique (ψ_k)

a. Détermination de ψ_k :

La perte de charge est donnée par :-

$$J = \frac{V^2}{\xi^2 R_m^{1.3}} / \dots \dots \dots (\xi^2 = 4^{0.15} \beta \sqrt{8g}) \dots \dots \dots (XI.5)$$

β = fonction de la rugosité ϵ et valeur légèrement en fonction des limites de domaine de D_h considéré. Pour un écoulement bidimensionnel en régime critique on a:-

$$R_m = h = k = (q^2/g)^{1/3} \dots \dots \dots (XI.6)$$

En éliminant R_m entre (XI.5) et (XI.6), on tire,

$$J_k = \frac{V^2}{\xi^2 \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1.3/3}} = \frac{q^2}{\left(\frac{d^2}{g}\right)^{2/3} \xi^2 \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1.3/3}} / \dots \dots \dots V^2 = \frac{q^2}{\left(\frac{q^2}{g}\right)^{2/3}}$$

$$J_k = \frac{q^{3.3/3} * q^2}{\xi^2 * q^{6.6/3}}$$

$$J_k = g^{1.1} \xi^{-2} q^{-0.2} \dots \dots \dots (XI.6)$$

ou $\psi^{0.65} = \frac{q}{\xi \sqrt{J}}$

donc;

$$\psi = \left(\frac{q}{\xi \sqrt{g^{1.1} \xi^{-2} q^{-0.2}}} \right)^{1/1.65} = \left(\frac{q}{\sqrt{g^{1.1} q^{-0.2}}} \right)^{1/1.65}$$

$$\psi = \left(\frac{q^{1.1}}{g^{0.55}} \right)^{1.65} = \left(\frac{q}{g} \right)^{1/3} = k$$

$$\frac{Q^2 e}{A^3 g} = 1 \dots \dots \dots (XI.4)$$

A = section mouillée,
e = largeur de plan d'eau

on a :-

$$A = A_0 \Psi^2.$$

$$e = e_0 \Psi.$$

$$(XI.4) \Leftrightarrow \Psi = \frac{Q^2 e_0 \Psi}{A_0^3 \Psi^3 g} = \frac{Q^2 e_0}{A_0^3 \Psi^5 g}$$

$$\Leftrightarrow Q^2 = \frac{A_0^3 \Psi^5 g}{e_0}$$

$$\Leftrightarrow Q_k = g^{1/2} \Psi^{5/2} \sqrt{A_0^3 / e_0}$$

on pose le paramètre du débit critique :-

$$Q_{k0} = \sqrt{A_0^3 / e_0}$$

$$(s) \Leftrightarrow Q_k = g^{1/2} \Psi^{5/2} Q_{k0}$$

dans le S.I.

$$g = 9.8 \text{ m/s}^2$$

$$(s) \Leftrightarrow Q_k = 3.13 \Psi^{5/2} Q_{k0}.$$

XI.1.3 Application de la théorie fluïdo-dynamique aux écoulement brusquement ou graduellement varie

L'invariance du profil mouillé (surface mouillée) dans les écoulement, passant par des conduites à ciel ouvert, ne peut exister que si la surface libre est parallèle au fond de la conduite.

Dans tous les cas où les conditions ne sont pas satisfaites ou se trouve devant le problème d'un écoulement non uniforme caractérisé par une variation brusque ou graduelle :-

- de la section mouillée,
- de la longueur fluïdo-dynamique du profil,
- des paramètres de forme et,
- des paramètres dimensionnels.

Par conséquent la théorie de la longueur fluïdo-dynamique n'y est applicable aussi simplement qu'aux écoulements à profil mouillée constant.

A fin de simplifier l'analyse d'écoulement non uniforme à surface libre et dans le but de pouvoir conférer une validité général à la représentation graphique des valeurs de la longueur fluïdo-dynamique et des dimensions linéaires variant le

donc la longueur fluide-dynamique ψ se confond avec la profondeur critique k .
 - pour un écoulement bidimensionnel à surface libre on a la charge totale:

$$H = h + \alpha \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (XI.7)$$

- h = profondeur de l'eau,
- V = vitesse moyenne,
- α = le facteur de correction de l'énergie cinétique.

En admettant que $\alpha = 1$ et $V = q/S = q/h^2$

L'équation (7) devient:-

$$H = h + \frac{q^2}{2gh^2} \dots\dots\dots (XI.8)$$

On tire q^2 : $q = 2gh^2(H-h)$

La représentation graphique de cette fonction est connue sous le nom de diagramme de KOCH.

On remarque dans le graphe que:-

A chaque valeur de la profondeur h comprise entre 0 et H , on peut coordonner une valeur de q , ce même diagramme montre aussi qu'à chaque valeur de q compris entre 0 et q_{max} correspond deux valeurs de la profondeur h .

On désigne par $h_f > k$ hauteur correspond à un régime fluvial, et $h_t < k$ hauteur correspond à un régime torrentiel.

Pour $q = q_{max}$, on a $h_f = h_t = k$ (hauteur critique) qui peut être déterminée en dérivant q^2 suivant h .

$$\frac{dq^2}{dh} = -6gk^2 + 4gkH = 0 \dots\dots\dots (XI.9)$$

$$(XI.9) \Leftrightarrow k = 2/3H \text{ et } H = 3/2k.$$

En éliminant h et h entre (XI.8) et (XI) on tire; $k = \frac{2q^2}{2qk^2}$, d'où

$$k = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (XI.10)$$

Le théorème des quantités de mouvement appliqué aux sections initiale et finale du ressaut hydraulique donne:-

$$\frac{gq}{2} (h_1^2 - h_2^2) = \rho q (V_2 - V_1) \dots\dots\dots (XI.11)$$

l'équation (10) nous donne:

$$\frac{h_1^2}{2} - \frac{h_2^2}{2} = \frac{q}{g}(V_2 - V_1) \dots\dots (XI.12) \quad \text{Aux sections initiales et finales d'un ressaut.}$$

$$\Leftrightarrow \frac{h_1^2}{2} + \frac{q^2}{gh_1} = \frac{h_2^2}{2} + \frac{q^2}{gh_2}$$

$$\Leftrightarrow h_1^2 - h_2^2 = k^3 \left(\frac{1}{h_2} - \frac{1}{h_1} \right)$$

$$\Leftrightarrow h_1 + h_2 = \frac{2k^3}{h_1 h_2}$$

$$\Leftrightarrow 2k^3 - h_1^2 h_2 - h_2^2 h_1 = 0 \dots\dots\dots (XI.12)$$

la racine de cette équation est

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{h_1^2}{4}\right) + \left(\frac{2k^3}{h_1}\right)} \dots\dots (XI.13)$$

donc la hauteur du ressaut.

$$h_2 - h_1 = 3\frac{h_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{h_1^2}{4}\right) + \left(\frac{2k^3}{h_1}\right)} \dots\dots (XI.14)$$

Après des expériences, la longueur de ressaut est définie par l'inégalité.
 $L \leq 7(h_2 - h_1)$

Alors il y aura ressaut hydraulique si $h_2 > h_1$

C'est-à-dire;

$$\left(\frac{h_1^2}{4}\right) + \left(\frac{2k^3}{h_1}\right) > \frac{9h_1^2}{4}$$

d'où

$$2k^3 > 2h_1^3 \Leftrightarrow k > h_1 \text{ le régime dans la section amont est fluvial.}$$

b. La perte de charge dans un ressaut:

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

$$\Delta H = h_1 - h_2 + \left(\frac{q^2}{2g}\right) \left[\left(\frac{1}{h_1^2}\right) - \left(\frac{1}{h_2^2}\right) \right]$$

$$\Delta H = h_1 - h_2 + (k^3/2) \left[\frac{1}{h_1^2} - \frac{1}{h_2^2} \right]$$

$$\Delta H = h_1 - h_2 + (h_1^2 - h_2^2) \left(\frac{k^3}{2h_1^2 h_2^2} \right)$$

$$\Delta H = (h_1 - h_2) \left[1 - \frac{1}{2} k^3 (h_1^2 h_2^2)^{-1} (h_1 + h_2) \right] \dots\dots\dots (XI.15)$$

Entre (XI.15) et (XI.12) on tire:-

$$\Delta H = (h_1 - h_2) \left[1 - \frac{1}{4} \left(\frac{1}{h_2} + \frac{1}{h_1} \right) (h_1 + h_2) \right]$$

$$\Delta H = (h_1 - h_2) \left[1 - \frac{(h_1 + h_2)^2}{4h_2 h_1} \right]$$

puisque :-

- h₂=f(h₁),
- k=f(q)
- g= constant.

Alors ΔH ne dépend que de :

- 1- débit unitaire q.
- 2- la profondeur au début du ressaut h₁.

On a $H=h+q^2/2gh^2 \Leftrightarrow H=h+k^3/2h^2 \dots\dots\dots (XI.16)$
 on multipliant (16) par h² elle devient:-

$$h^3 - Hh^2 + k^3/2 = 0 \dots\dots\dots (XI.17)$$

On pose (h=y+H/3)

$$(XI.17) \Leftrightarrow \left(y + \frac{H}{3}\right)^3 - H \left(y + \frac{H}{3}\right)^2 + \frac{k^3}{2} = 0$$

Elle est de la forme-

$$y^3 - 3ay - 2b = 0 \dots\dots\dots (XI.18)$$

$$\text{Avec- } a=(H/3)^2$$

$$b=(H/3)^3-k^3/4$$

Les trois racines de cette équation peuvent être écrites comme suite:-

$$h_f = \frac{H}{3} + \frac{2}{3} H \cos \frac{1}{3} \arccos \left[1 - 2 \left(\frac{3k}{2H} \right)^3 \right]$$

$$h_x = \frac{H}{3} + \frac{2}{3} H \cos \frac{1}{3} \left[2\pi + \arccos \left[1 - 2 \left(\frac{3k}{2H} \right)^3 \right] \right]$$

$$h_t = \frac{H}{3} + \frac{2}{3} H \cos \frac{1}{3} \left[4\pi + \arccos \left[1 - 2 \left(\frac{3k}{2H} \right)^3 \right] \right]$$

De ces trois équations, on peut démontrer que:-

$$H \geq h_f \geq \frac{2}{3} H$$

$$0 \geq h_x \geq -\frac{1}{3} H$$

$$\frac{2}{3} H \geq h_t \geq 0$$

$$\text{avec } h_x < 0$$

h_x n'a pas de signification physique.

Comme la méthode de la longueur fluïdo-dynamique est basée sur la représentation graphique d'un ensemble de paramètre adimensionnel, dont le produit par $\psi_k=k$ définit la valeur de chacun des longueurs et hauteurs.

Pour un ressaut hydraulique, on introduit les paramètres;

$$H_+ = H/k$$

$$H_{f+} = h_f/k$$

$$h_{t+} = h_t/k$$

$$h_{r+} = h_r/k$$

$$\Delta H_+ = \Delta H/k$$

$$L_+ = L/k$$

Où:

$$h_{f+} = \frac{H_+}{3} + \frac{2}{3} H_+ \cos \frac{1}{3} \left[\arccos \left(1 - \frac{54}{8} H_+^{-3} \right) \right]$$

$$h_{t+} = \frac{H_+}{3} + \frac{2}{3} H_+ \cos \frac{1}{3} \left[4\pi + \arccos \left(1 - \frac{54}{8} H_+^{-3} \right) \right]$$

$$H_+ = h_+ + 0.5h_+^{-2}$$

$$h_{r+} = \sqrt{\left(\frac{h_{t+}}{2} \right)^2 + \frac{2}{h_{t+}}} - \frac{h_{t+}}{2}$$

$$L_+ \leq 7(h_{r+} - h_{t+})$$

$$\Delta H_+ = \frac{(h_{r+} - h_{t+})^3}{4h_{t+}h_{r+}}$$

XI.2. Application de la méthode

Barrage de KRAMIS

Ce barrage sera implanté sur l'oued de même nom. Il est situé à l'ouest de chef lieu de la wilaya de Mostaganem, le site peut être localisé sur la carte majeur N° :80 de KRAMIS au 1/50.000^{ème} par les coordonnées suivantes

$$X = 4009700$$

$$Y = 290100$$

Ce barrage a pour but d'assurer l'alimentation en eau potable de $3 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$ et l'irrigation d'un périmètre de 4300 Ha avec une garantie de 80%. Le volume total de la retenue est de $60 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, la hauteur de barrage est de 50m.

C'est un barrage en terre dont l'évacuateur de crue est implanté sur le versant droit.

XI.2.1 Calcul hydraulique

a) Déversoir

Les dimensions du déversoir sont déterminées au moyen d'un bon laminage de crue en se référant sur la base de la crue millénale les résultats de ce laminage ont donné un déversoir de type pratique (Creager) avec une largeur de 100m et un débit laminé de l'ordre de $731 \text{ m}^3/\text{s}$. Il a été dimensionné pour une crue de fréquence de 0.1% et une vérification pour le passage sans danger d'une crue de fréquence 0.01%.

Les paramètres de dimensionnement et de la crue de vérification sont donnés dans le tableau suivant

P(%)	$Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s})$	$V_{\max}(10^6 \text{ m}^3)$	$Q_{\text{laminé max}}(\text{m}^3/\text{s})$	$Q_{\text{max du modèle}}(\text{m}^3/\text{s})$
0.1	1100	257	731	743
0.01	16400	264	1151	1161

Le passage de déversoir au coursier est réalisé directement sans faire recours au chenal. Dans notre étude, ce passage se fait au moyen d'un convergent progressif (hydrauliquement le meilleur moyen de véhiculer le débit dans ce cas est de réaliser un rétrécissement courbé passant de 90 à 30m)

En raison d'un déversant haut, l'eau déversée a une vitesse relativement haute au début du coursier.

la formule du débit déversé par un déversoir comme le montre la fig ci-contre est comme suit

$$Q = m * B * \sqrt{2g} * h_{dev}^{3/2}$$

avec, h_{dev} la hauteur de la lame déversante en m ;

B= largeur de déversoir à niveau de la crête

Q= débit laminé en m³/s.

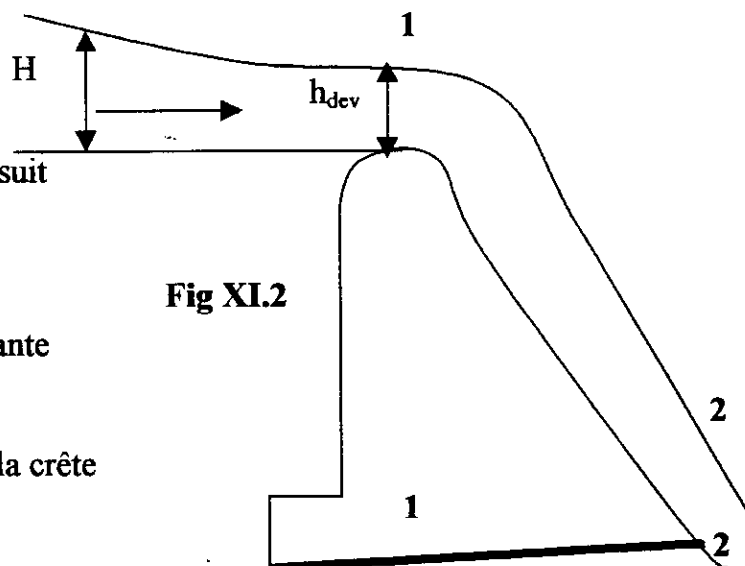


Fig XI.2

Dans la pratique, on adopte la section correspondant à la crête de déversoir, et l'on prend ainsi $H=h_{dev}$, ce qui revient à négliger l'énergie cinétique (vitesse d'approche V_0) pour compensé les erreurs qui en résultent, en affecte l'expression empirique de coefficient de débit $m' = 3/2 m$, qui doit en tenir compte d'autres effets secondaires donc

On a

$$h_{dev}^{3/2} = \frac{Q}{m' B \sqrt{2g}}$$

m' est donc le coefficient de débit corrigé égale de profils pratique (3/2) 0.49
alors

$$h_{dev} = \frac{731}{1.5 * 0.49 * 100 * \sqrt{2 * 9.81}}$$

c-a-d $h_{dev} = 3.36m$

b) le coursier

On calcule d'abord la hauteur critique de coursier ;

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}}$$

Q= débit déversé

G= accélération de la pesanteur

B= largeur au pied de déversoir

$$h_{cr}=1.84m$$

Appliquant en suite le théorème de BERNOULLI entre les sections d'écoulement (1-1) et (2-2) (Fig XI.2), on a :

$$h_{sd} + \frac{V_{sd}^2}{2g} = P + g_{dev} + \Delta z$$

$$h_{dev} = \frac{Q^2}{2gb^2h_{dev}^2} = P + h_{dev} + \Delta z$$

$$h_{dev} + \frac{Q^2}{2gb^2h_{dev}^2}$$

$$h_{dev} + \frac{(731)^2}{19.62 * (94)^2 * h_{dev}^2} = 12.95$$

Suivant un calcul itératif, on trouve le résultat final approché :

$$h_{dev}=0.5m.$$

Le calcul de la ligne d'eau dans le coursier nécessite la détermination section de contrôle où le tirant d'eau égale à la hauteur critique.

On procède également par un schéma de calcul itératif pour définir cette section (Tableau ci-dessous)

h_{sd}	0.5	0.65	0.86	0.9	1.38	1.82
b	94	80	60	50	40	30

On opte pour la section dont le tirant d'eau $h=1.81$, ce qui représente un pourcentage 98% de la longueur critique.

On voit clairement que la partie amont de coursier (pré coursier) que c'est un convergent progressif qui amène à la section de control à partir de la quelle on a un remous de classe S type 2,

où la ligne d'eau naît perpendiculairement au niveau critique et tend asymptotiquement au régime uniforme. la longueur de pré-coursier se définit à l'expression empirique établit par l'USBR et est illustré dans le **design of Small dams**

$$L=(l_1-l_2)*1.5$$

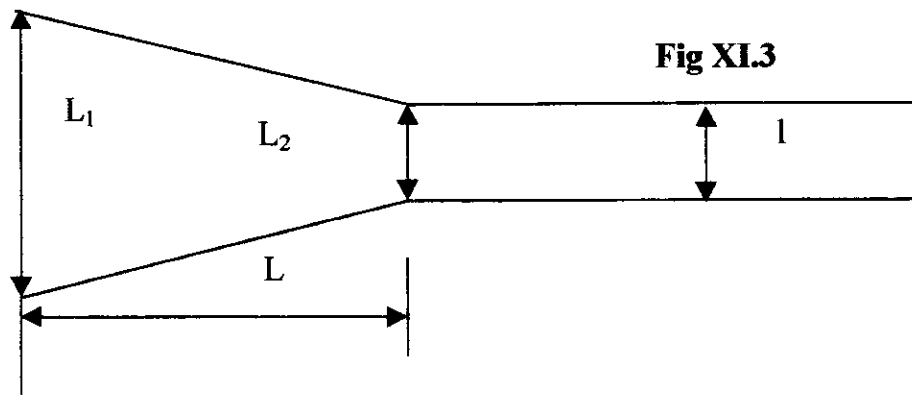


Fig XI.3

\$l_1\$ et \$l_2\$ sont les largeurs au sommet du convergent et du coursier

\$A_n\$:

$$l = 1.5 \cdot (90 - 30) = 90 \text{ m}$$

La longueur de ce coursier est déterminée par ce calcul de remous

La hauteur à l'extrémité, d'après les caractéristiques de la ligne d'eau (classe s type 2) est égale au environ de \$h_n\$ la hauteur du régime uniforme.

La largeur de coursier est prise égale à \$b = 30,00 \text{ m}\$.

Pente critique :

$$I_{cr} =$$

$$I_{cr} = \frac{\alpha V_{cr}^2}{V_{cr}^2 R_h}, \dots \dots \dots I_{cr} = 0.014.$$

La hauteur normale.

$$Q = \frac{1}{n} S_n R_h^{2/3} \sqrt{I}$$

$$S_n = b \cdot h_n$$

$$R_n = S_n / P_n = b h_n / (b + 2 \cdot h_n).$$

$$\frac{(b h_n)^{5/3}}{(b + 2 h_n)^{2/3}} = \frac{n Q}{\sqrt{I}} \Rightarrow \frac{(30 + h_n)^{5/3}}{(30 + 2 h_n)^{2/3}} = 19.63$$

par itération on obtient :

$$h_n = 0.80 \text{ m}.$$

profondeur d'eau dans le coursier

On a effectué les calculs de la ligne d'eau par la méthode de PAVLOVSKI dont le principe consiste en la détermination des différents paramètres d'écoulement, ceci par découpage du tracé du coursier en plusieurs section suivant la longueur.

L'équation de PAVLOVSKI est la suivante :

$$L_n - L_{n-1} = \frac{\alpha}{l} \left[(Z_n - Z_{n-1}) - (1 + J_{moy}) (\phi(Z_n) - \phi(Z_{n-1})) \right]$$

$$\alpha = \frac{h_n - h_{n-1}}{Z_n - Z_{n-1}}; Z_n = \frac{K_n}{K_0}; Z_{n-1} = \frac{K_{n-1}}{K_0}$$

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{l}}; K_n = S_n C_n \sqrt{R_n}$$

$$J_n = \frac{\alpha C_n^2 l_n}{g P_n}; J_{moy} = \frac{J_n + J_{n-1}}{2}$$

où

les paramètres dans la section n sont :

h_n : profondeur d'eau ;

Q : débit évacué ;

S_n : coefficient de chezy ;

C_n : périmètre moullé ;

R_n rayon hydraulique ;

L_n Largeur de la surface libre ;

l : pente de coursier.

α : coefficient des répartitions des vitesses $\alpha = 1 \rightarrow 1,1$. Les fonctions $\phi(Z)$ sont données par :

$$\phi(Z) = 1,15 \log \frac{1+Z}{1-Z} \text{ pour } Z < 1$$

$$\phi(Z) = 1,15 \log \frac{1+Z}{Z-1} \text{ pour } Z > 1$$

Le procédé de calcul est fait, en donnant des valeurs à h à partir de la hauteur ζ l'amont h_{cr} , à chaque fois, en calcule tous les paramètres d'écoulement définis précédemment qui aboutissent finalement séparant les sections correspondantes à deux successives.

Les calculs sont illustrés dans l'annexe XI.

c) Dimensionnement de bassin proprement dit

Après ce calcul de remous qui nous donne la hauteur d'eau immédiatement à l'amont bassin, passé au dimensionnement de notre dissipateur d'énergie avec une hauteur $h=1,02$, qui équivaut à la hauteur $h_1=h_i$ à l'entrée du ressaut.

Connaissant les paramètres caractéristiques de l'écoulement amont F_1, h_1 et v_1 les dimensions nécessaire pour le bassin peuvent être tiré aisément de l'abaque (annexe).

Après l'abaque on tire ψ en relation avec le débit $Q=73 \text{ l m}^3/\text{s}$

$$\psi = 3.8 \text{ m} \quad (\text{ la longueur fluïdo-dynamique })$$

$$\text{et } h_r = 1.02 \text{ m} \Rightarrow h_{r+} = h_r / \psi = 1.02 / 3.8 = 0.27$$

alors :

$$L_+ = 17.1, \quad H_+ = 7.3, \quad h_{r+} = 2.57, \quad 10\Delta H_+ = 47.14, \quad 100h_{r+} = 720.$$

En constituant leur produit par $\psi = 3.8 \text{ m}$, on tire ;

$$L = 64.98 \text{ m}, \quad H = 27.74 \text{ m}, \quad h_r = 9.76 \text{ m}, \quad \Delta H = 17.91 \text{ m}, \quad h_f = 27.36 \text{ m}.$$

Où:

L = longueur de bassin de dissipation,
 H = charge totale à l'aval du bassin,
 h_r = hauteur d'eau au milieu du bassin,
 ΔH = charge dissipée par le ressaut,
 h_f = hauteur d'eau à l'aval du ressaut.

d) La revanche

L'expression empirique suivante donne des résultats satisfaisants pour éviter des éventuels risques de débordement au-dessus des murs verticaux du bassin de dissipation.

$$\text{La revanche } r_c = 0.1(y_2 + V_1) \quad (\text{m})$$

$$Y_2 = 7.36 \text{ m}.$$

$$V_1 = 23.9 \text{ m/s}.$$

D'où l'on a

$$r_c = 0.1(7.36 + 23.9) = 3.13 \text{ m}.$$

$$r_c = 3.13 \text{ m}$$

Les murs BAJOYES adopte une hauteur de ces murs comme suit.

1) au niveau du déversoir

$h_m = 4 \text{ m}$ avec une revanche de 0.2 m (généralement considérée par l'écoulement fluvial)

2) au niveau coursier

$h_m = 2 \text{ m}$ plus une revanche de $r_c = 1 \text{ m}$ (pour un écoulement torrentiel)

3) au niveau de du bassin

$h_m = 8 \text{ m}$ et la revanche $c_r = 8 \text{ m}$.

donc $h_m = 11.13 \text{ m}$

XI.3. Interprétation et recommandation

Comme nous l'avons observé au cours des différents étapes de calcul, le dimensionnement d'un bassin de dissipation en utilisant la méthode de LAPRAY se fait vraiment d'une manière rapide, directe, simple et efficace.

Autre, cette méthode présente aussi le caractère expéditif. Dans cette perspective, on a essayé de proposer ou recommander une modification dans le but primordial de réduire la longueur du bassin qui est initialement importante $L_b=65m$.

On entend par modifications les accessoires à rajouter dans le bassin de dissipation qui sera appelé bassin amortisseur dont le ressaut hydraulique deviendra forcé. Ce dernier est caractérisé par une efficacité maximale et une longueur minimale.

Le bassin avec blocs de chute et seuil dentelé (USBR) se présente comme une solution satisfaisante pour le cas de notre dimensionnement, vu la concordance des données entre ces deux structures, à savoir :

Le nombre de Froude est supérieur à 4.5 ($F_1=7.56$)

Le débit par unité de largeur de déversoir est inférieur à $45m^2/s$ ($q=24.37m^2$) ;

La chute conventionnelle de la structure est inférieure à 65m ($H=57$).

Le dimensionnement, comme déjà cité, est effectué conformément à la figure (VII.1). En adoptant cette structure, on peut avoir une réduction très considérable de la longueur du bassin allant jusqu'à 70% la longueur du bassin simple. Ce qui représente une solution très intéressante de point de vue économique, dans le coût de réalisation s'avère

Conclusion générale

Conclusion générale

Les ouvrages de dissipation d'énergie se présentant comme une structure terminale d'un barrage, nécessitent beaucoup de soin et de performance et un suivi de maintenance et d'entretien pour assurer un bon fonctionnement dans la perspective de restituer les eaux excédentaires des crues dans les conditions naturelles de l'écoulement.

Les schémas et conceptions de ces bassins se diffèrent selon la diversité des conditions in-situ hydrauliques, géologiques, hydrologiques et économiques.

Comme nous avons déjà exposé, le meilleur moyen qui se présente est la dissipation d'énergie par ressaut hydraulique et plus particulièrement le ressaut hydraulique classique qui est caractérisé par l'abondance des littératures, et par conséquent, une maîtrise de son mécanisme et efficacité de pont de vue dissipation d'énergie.

On cherche toujours dans les méthodes de dimensionnement, les moyens ou les accessoires à rapporter au ressaut classique qui augmentent la stabilité de la structure, améliorent la compacité du phénomène et augmentent l'efficacité du mécanisme de dissipation.

Dans le même objectif, nous avons élaboré une méthode de dimensionnement des bassins de dissipation d'énergie dite de LAPRAY, qui se base sur le concept de la longueur fluïdo-dynamique. Cette méthode présente une solution directe, simple et expéditive aux problèmes de dimensionnement nécessitent jusqu'à présent des procédés indirectes, calculs laborieux et plus souvent le recours à des essais sur modèles réduits.

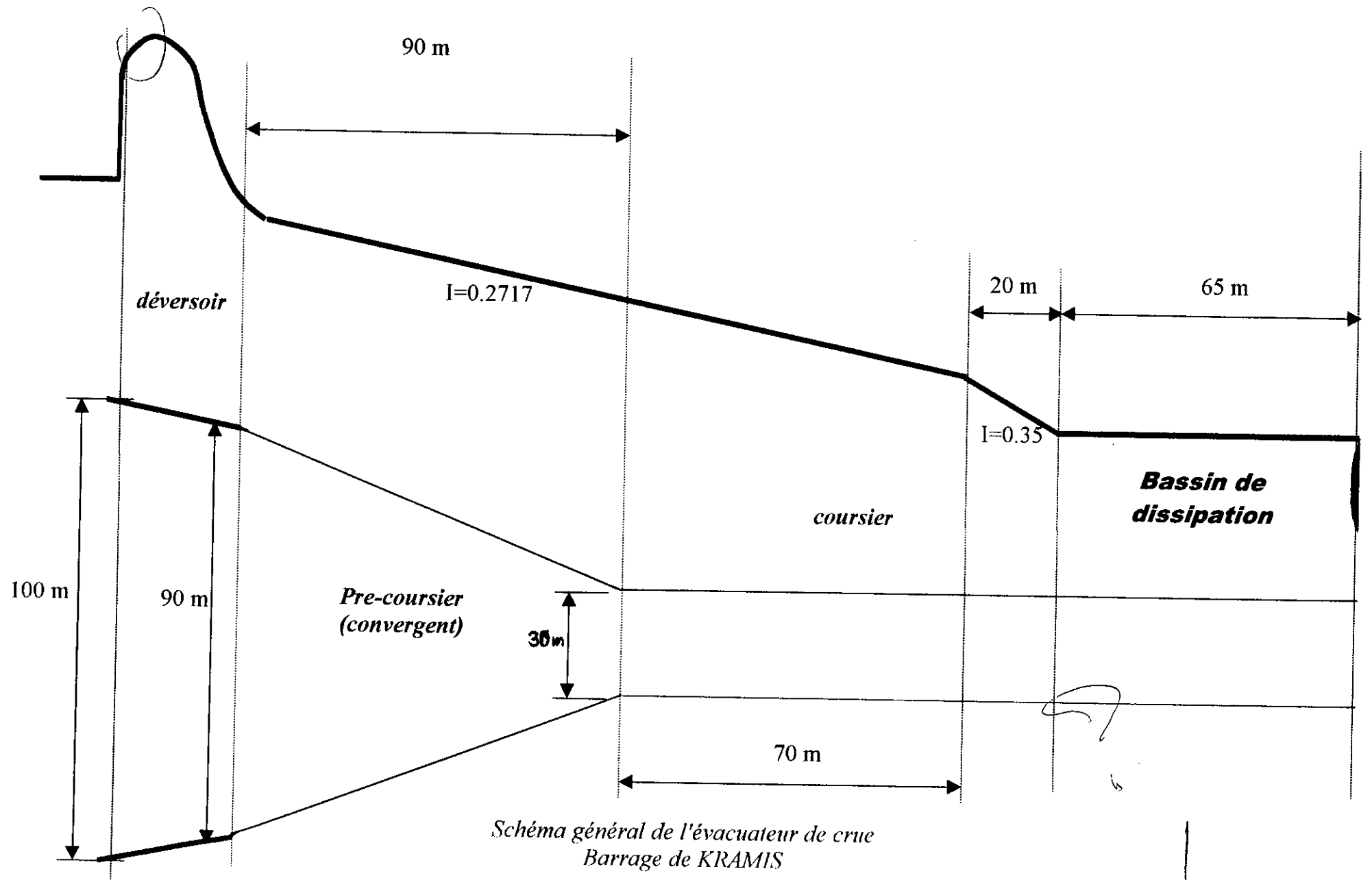
L'application de cette méthode dans notre étude de cas (bassin de dissipation du barrage de KRAMIS) confirme cette définition et ces caractéristiques par les résultats trouvés qui sont très satisfaisantes sauf en ce qui concerne le côté économique où nous avons proposé une structure plus économique et parfaitement détaillée.

Vue la nouveauté de l'étude, nous avons vu bien d'amplifier la partie théorique du phénomène, en essayant de rassembler tout les éléments, les aspects et les types qui rentrent en vigueur dans cette structure magnifique.

Notant que ces éléments et caractéristiques sont vaguement étendus, leur détermination nécessite quelque fois des études expérimentales partielles ou complètes. L'attention dans cette vue est accordée principalement sur les effets de cavitation et les érosions engendrées, la taille de l'affouillement dans le lit aval de la rivière, ainsi que le développement des fluctuations de la pression dynamique qui risque de compromettre la stabilité de fond du bassin.

Enfin, nous estimons que notre présente contribution a sensiblement touché le fond du sujet et réuni tout les paramètres qui rentrent en jeu et deviendra elle aussi expéditive.

Annexe



Le calcul de ligne d'eau se fait, dans cette conception (étude de cas) sous les conditions topographiques, hydrauliques et économiques. La topographie du site nous conduit à une longueur de coursier (après le convergent) approximativement entre 80 et 100m.

Quoique, les conditions hydrauliques ; h_1, F_1 et V_1 qui caractérisent l'écoulement à l'entrée du bassins, nous imposent des restrictions sur la longueur du canal et également sur la pente à l'approche du bassin dans la voie d'obtenir un ressaut hydraulique stable et efficace ($4.5 < F_1 < 9$).

Outre, les conditions économiques s'introduit dans le but de contrôler le volume des excavations ainsi que le coût engendré par l'exécution de ces travaux. On cherche toujours un volume d'excavation le plus restreint possible.

Enfin, les valeurs de $F_1=7.56$, $h_1=1.02m$, l'augmentation de la pente du canal de $I=0.2717$ à 0.35 sur une longueur de 20m à l'amont du bassin vérifient, en général, les conditions citées ci-dessus.

h	B	S	P	R	C	K	K0	Z	f(Z)	J	a	jm	l-Jm	a/l	Z-Z	f-f	ff*I-Jm		
1,85	30	55,5	33,7	1,647	77,62	5528	1402	3,942	0,271	145,7	0,297	145,4	-145	1,092	-0,17	0,01	-1,48	1,316	1,437
1,8	30	54	33,6	1,607	77,31	5292	1402	3,774	0,281	145	0,309	143,3	-143	1,136	-0,65	0,052	-7,37	6,719	7,635
1,6	30	48	33,2	1,446	75,95	4384	1402	3,126	0,333	141,6	0,331	139,7	-139	1,22	-0,6	0,08	-11,2	10,56	12,88
1,4	30	42	32,8	1,28	74,43	3538	1402	2,523	0,413	137,7	0,36	135,3	-135	1,325	-0,56	0,149	-20,1	19,52	25,86
1,2	30	36	32,4	1,111	72,69	2759	1402	1,967	0,562	132,9	0,397	130,1	-130	1,462	-0,5	0,41	-53,2	52,66	77
1	30	30	32	0,938	70,66	2053	1402	1,464	0,971	127,2	0,448	123,6	-123	1,65	-0,45	18,99	-2343	2342	3865
0,8	30	24	31,6	0,759	68,23	1427	1402	1,018	19,96	120,1									0
																			0
																			47,82

Tableau 5

h	B	S	P	R	C	K	K0	Z	f(Z)	J	a	jm	l-Jm	a/l	Z-Z	f-f	ff*I-Jm		
1,85	30	55,5	33,7	1,647	77,62	5528	1402	3,942	0,271	145,7	0,297	145,4	-145	1,092	-0,17	0,01	-1,48	1,316	1,437
1,8	30	54	33,6	1,607	77,31	5292	1402	3,774	0,281	145	0,309	143,3	-143	1,136	-0,65	0,052	-7,37	6,719	7,635
1,6	30	48	33,2	1,446	75,95	4384	1402	3,126	0,333	141,6	0,331	139,7	-139	1,22	-0,6	0,08	-11,2	10,56	12,88
1,4	30	42	32,8	1,28	74,43	3538	1402	2,523	0,413	137,7	0,352	136,6	-136	1,296	-0,28	0,061	-8,29	8,004	10,37
1,3	30	39	32,6	1,196	73,59	3139	1402	2,239	0,474	135,4	0,364	134,8	-135	1,34	-0,14	0,039	-5,31	5,17	6,928
1,25	30	37,5	32,5	1,154	73,15	2947	1402	2,101	0,513	134,2	0,373	133,6	-133	1,372	-0,13	0,048	-6,45	6,315	8,661
1,2	30	36	32,4	1,111	72,69	2759	1402	1,967	0,562	132,9	3,59	131,6	-131	13,21	-0,03	0,012	-1,53	1,501	19,83
1,1	30	33	32,2	1,025	71,72	2396	1236	1,939	0,573	130,2	0,355	129,5	-129	1,306	-0,14	0,07	-9,11	8,967	11,71
1,05	30	31,5	32,1	0,981	71,2	2222	1236	1,798	0,644	128,7	0,363	128,3	-128	1,336	-0,08	0,053	-6,84	6,76	9,029
1,02	30	30,6	32,04	0,955	70,88	2120	1236	1,716	0,697	127,8									88,49

Tableau 8

h	B	S	P	R	C	K	K0	Z	f(Z)	J	a	jm	l-Jm	a/l	Z-Z	f-f	ff*I-Jm		
1,85	30	55,5	33,7	1,647	77,62	5528	1462	3,781	0,281	145,7	0,309	145,4	-145	1,139	-0,16	0,011	-1,56	0,253	0,288
1,8	30	54	33,6	1,607	77,31	5292	1462	3,62	0,292	145	0,322	143,3	-143	1,185	-0,62	0,055	-7,81	4,853	5,75
1,6	30	48	33,2	1,446	75,95	4384	1462	2,998	0,346	141,6	0,346	139,7	-139	1,272	-0,58	0,086	-12	6,954	8,844
1,4	30	42	32,8	1,28	74,43	3538	1462	2,42	0,433	137,7	0,375	135,3	-135	1,381	-0,53	0,165	-22,2	11,84	16,35
1,2	30	36	32,4	1,111	72,69	2759	1462	1,887	0,597	132,9	0,414	130,1	-130	1,525	-0,48	0,487	-63,3	30,54	46,56
1	30	30	32	0,938	70,66	2053	1462	1,404	1,084	127,2	0,467	123,6	-123	1,72	-0,43	13,14	-1621	693,4	1193
0,8	30	24	31,6	0,759	68,23	1427	1462	0,976	14,22	120,1									0

Tableau 3

h	B	S	P	R	C	K	K0	Z	f(Z)	J	a	jm	l-Jm	a/l	Z-Z	f-f	ff*I-Jm		
1,85	30	55,5	33,7	1,647	77,62	5528	1402	3,942	0,271	145,7	-0,01	145,4	-145	-0,05	3,618	-0,11	15,64	-12	0,611
1,8	30	54	33,6	1,607	77,31	5292	700	7,56	0,163	145	0,154	143,3	-143	0,567	-1,3	0,025	-3,53	2,236	1,268
1,6	30	48	33,2	1,446	75,95	4384	700	6,263	0,188	141,6	0,165	139,7	-139	0,609	-1,21	0,034	-4,7	3,486	2,123
1,4	30	42	32,8	1,28	74,43	3538	700	5,054	0,222	137,7	0,18	135,3	-135	0,661	-1,11	0,049	-6,68	5,566	3,681
1,2	30	36	32,4	1,111	72,69	2759	700	3,941	0,271	132,9	0,198	130,1	-130	0,73	-1,01	0,083	-10,7	9,711	7,089
1	30	30	32	0,938	70,66	2053	700	2,932	0,354	127,2	0,224	123,6	-123	0,824	-0,89	0,181	-22,3	21,38	17,61
0,8	30	24	31,6	0,759	68,23	1427	700	2,039	0,534	120,1									0

Tableau.4

h	B	S	P	R	C	K	K0	Z	f(Z)	J	a	jm	-Jm	a/l	Z-Z	f-f	ff*I-Jm		
1,85	30	55,5	33,7	1,647	77,62	5528	1402	3,942	0,271	145,7	0,297	145,4	-145	1,092	-0,17	0,01	-1,48	1,316	1,437
1,8	30	54	33,6	1,607	77,31	5292	1402	3,774	0,281	145	0,309	143,3	-143	1,136	-0,65	0,052	-7,37	6,719	7,635
1,6	30	48	33,2	1,446	75,95	4384	1402	3,126	0,333	141,6	0,331	139,7	-139	1,22	-0,6	0,08	-11,2	10,56	12,88
1,4	30	42	32,8	1,28	74,43	3538	1402	2,523	0,413	137,7	0,69	135,3	-135	2,539	-0,29	0,062	-8,42	8,132	20,64
1,2	30	36	32,4	1,111	72,69	2759	1236	2,233	0,475	132,9	0,35	130,1	-130	1,288	-0,57	0,264	-34,3	33,68	43,39
1	30	30	32	0,938	70,66	2053	1236	1,661	0,739	127,2	0,382	123,6	-123	1,408	-0,52	2,005	-247	246,8	347,4
0,8	30	24	31,6	0,759	68,23	1427	1254	1,138	2,744	120,1									0
																			85,99

Tableau 6

h	B	S	P	R	C	K	K0	Z	f(Z)	J	a	jm	-Jm	a/l	Z-Z	f-f	ff*I-Jm		
1,85	30	55,5	33,7	1,647	77,62	5528	1402	3,942	0,271	145,7	0,297	145,4	-145	1,092	-0,17	0,01	-1,48	1,316	1,437
1,8	30	54	33,6	1,607	77,31	5292	1402	3,774	0,281	145	0,309	143,3	-143	1,136	-0,65	0,052	-7,37	6,719	7,635
1,6	30	48	33,2	1,446	75,95	4384	1402	3,126	0,333	141,6	0,331	139,7	-139	1,22	-0,6	0,08	-11,2	10,56	12,88
1,4	30	42	32,8	1,28	74,43	3538	1402	2,523	0,413	137,7	0,69	135,3	-135	2,539	-0,29	0,062	-8,42	8,132	20,64
1,2	30	36	32,4	1,111	72,69	2759	1236	2,233	0,475	132,9	0,341	131,6	-131	1,254	-0,29	0,098	-12,9	12,56	15,76
1,1	30	33	32,2	1,025	71,72	2396	1236	1,939	0,573	130,2	0,36	128,7	-128	1,324	-0,28	0,166	-21,3	21,04	27,86
1	30	30	32	0,938	70,66	2053	1236	1,661	0,739	127,2	0,382	125,5	-125	1,406	-0,26	0,355	-44,4	44,18	62,14
0,9	30	27	31,8	0,849	69,51	1729	1236	1,4	1,094	123,8	0,383	122	-122	1,409	-0,26	1,65	-201	200,5	282,5
0,8	30	24	31,6	0,759	68,23	1427	1254	1,138	2,744	120,1							0	0	0
																			148,4

Tableau 7

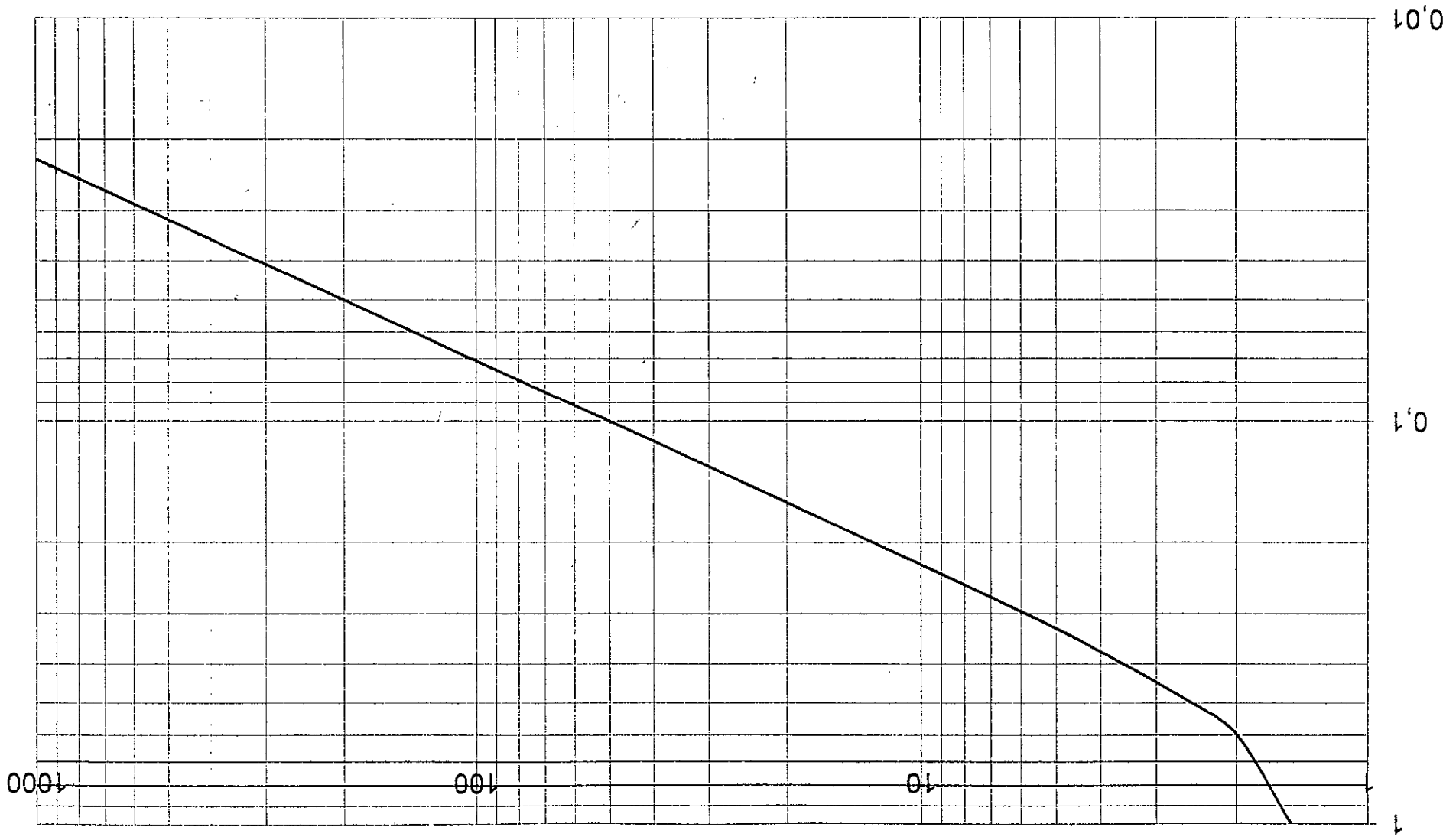
1,85	30	55,5	33,7	1,647	77,62	5528	1402	3,942	0,271	145,7	0,297	145,4	-145	1,092	-0,17	0,01	-1,48	1,316	1,437
1,8	30	54	33,6	1,607	77,31	5292	1402	3,774	0,281	145	0,309	143,3	-143	1,136	-0,65	0,052	-7,37	6,719	7,635
1,6	30	48	33,2	1,446	75,95	4384	1402	3,126	0,333	141,6	0,331	139,7	-139	1,22	-0,6	0,08	-11,2	10,56	12,88
1,4	30	42	32,8	1,28	74,43	3538	1402	2,523	0,413	137,7	0,69	135,3	-135	2,539	-0,29	0,062	-8,42	8,132	20,64
1,2	30	36	32,4	1,111	72,69	2759	1236	2,233	0,475	132,9	0,341	131,6	-131	1,254	-0,29	0,098	-12,9	12,56	15,76
1,1	30	33	32,2	1,025	71,72	2396	1236	1,939	0,573	130,2	0,36	128,7	-128	1,324	-0,28	0,166	-21,3	21,04	27,86
1	30	30	32	0,938	70,66	2053	1236	1,661	0,739	127,2	0,606	125,5	-125	2,23	-0,17	0,182	-22,7	22,57	50,32
0,9	30	27	31,8	0,849	69,51	1729	1156	1,496	0,921	123,8	0,382	122	-122	1,408	-0,26	0,791	-96,2	95,93	135
0,8	30	24	31,6	0,759	68,23	1427	1156	1,235	1,711	120,1						0		0	0

Tableau 2

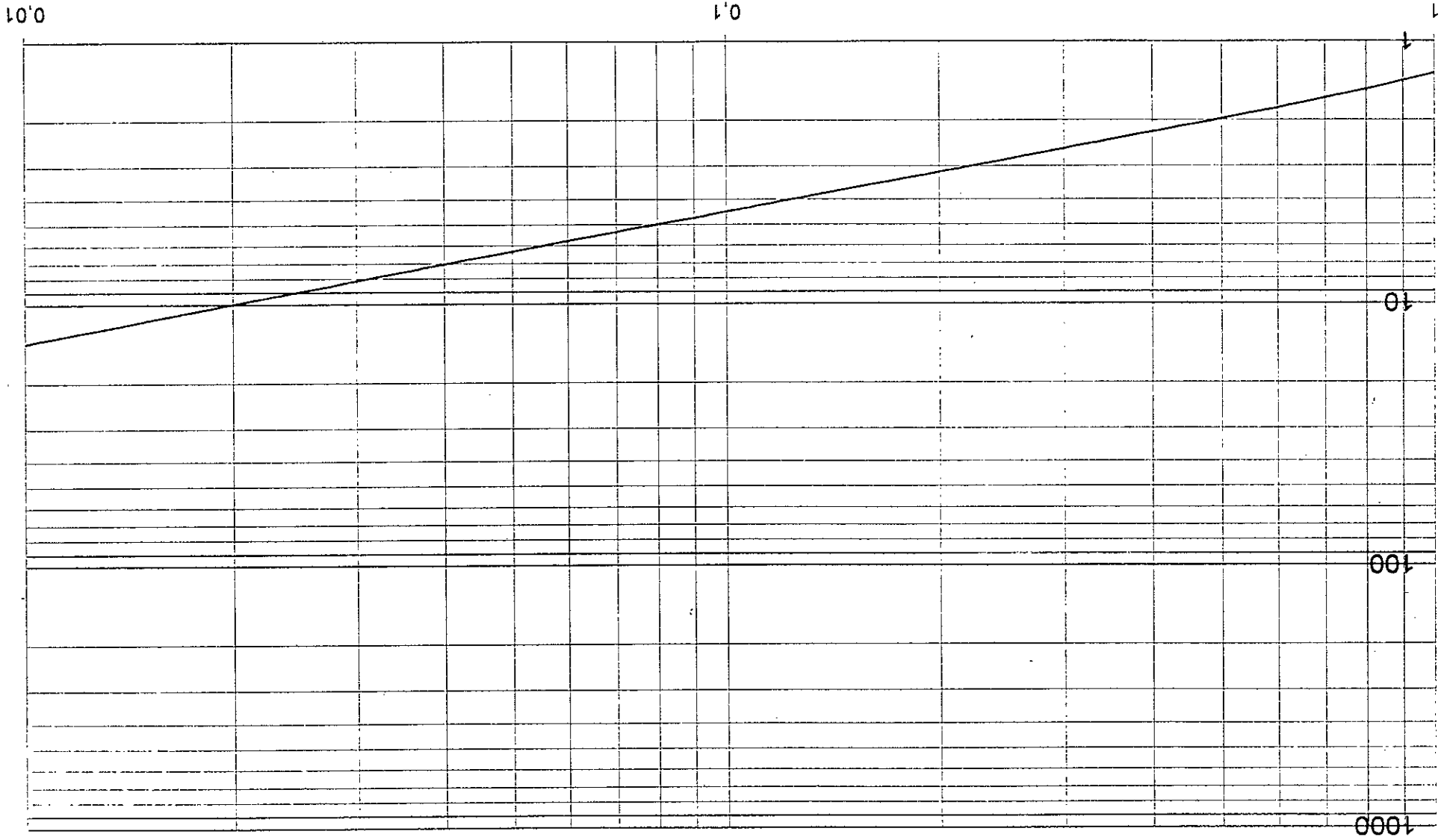
h	B	S	P	R	C	K	K0	Z	f(Z)	J	a	Im	I-Jm	a/I	Z-Z	f-f	ff*I-Jm		
1,85	30	55,5	33,7	1,647	77,62	5528	1402	3,942	0,271	145,7	0,297	145,4	-145	1,092	-0,17	0,01	-1,48	1,316	1,437
1,8	30	54	33,6	1,607	77,31	5292	1402	3,774	0,281	145	0,309	143,3	-143	1,136	-0,65	0,052	-7,37	6,719	7,635
1,6	30	48	33,2	1,446	75,95	4384	1402	3,126	0,333	141,6	0,331	139,7	-139	1,22	-0,6	0,08	-11,2	10,56	12,88
1,4	30	42	32,8	1,28	74,43	3538	1402	2,523	0,413	137,7	0,36	135,3	-135	1,325	-0,56	0,149	-20,1	19,52	25,86
1,2	30	36	32,4	1,111	72,69	2759	1402	1,967	0,562	132,9	0,397	130,1	-130	1,462	-0,5	0,41	-53,2	52,66	77
1	30	30	32	0,938	70,66	2053	1402	1,464	0,971	127,2	0,427	126,4	-126	1,571	-0,12	0,258	-32,5	32,43	50,95
0,95	30	28,5	31,9	0,893	70,1	1888	1402	1,347	1,229	125,6	0,441	124,7	-124	1,622	-0,11	0,492	-61,2	61,13	99,15
0,9	30	27	31,8	0,849	69,51	1729	1402	1,233	1,722	123,8	0,451	123,5	-123	1,66	-0,04	0,351	-43,3	43,24	71,79
0,88	30	26,4	31,76	0,831	69,26	1667	1402	1,189	2,073	123,1	0,591	125,9	-126	2,176	-0,14	4,653	-585	584,4	1272
0,8	30	24	30	0,8	68,82	1477	1402	1,053	6,726	128,7									0

Tableau 1

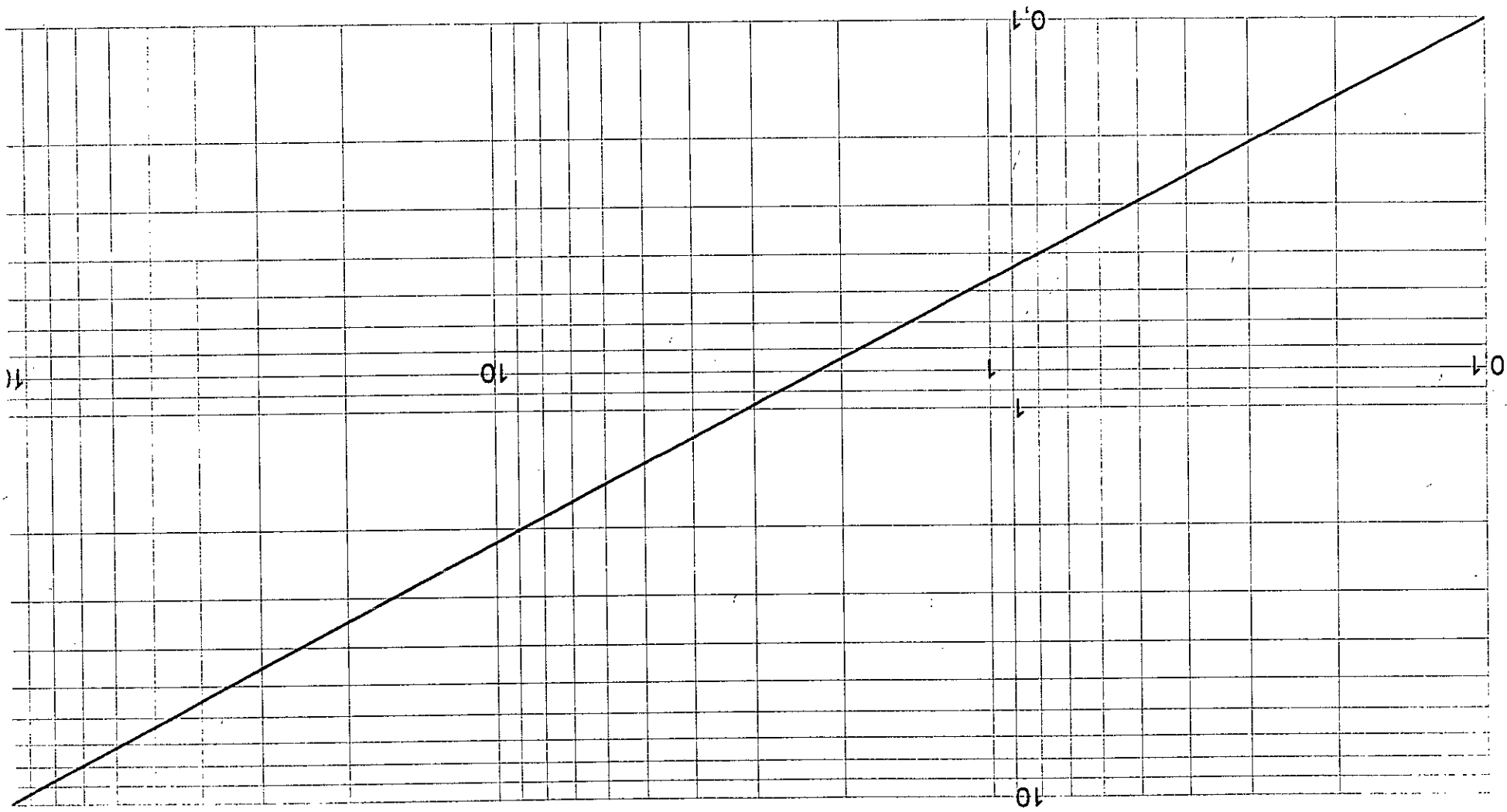
$$H_{++} = f(\eta_{++})$$



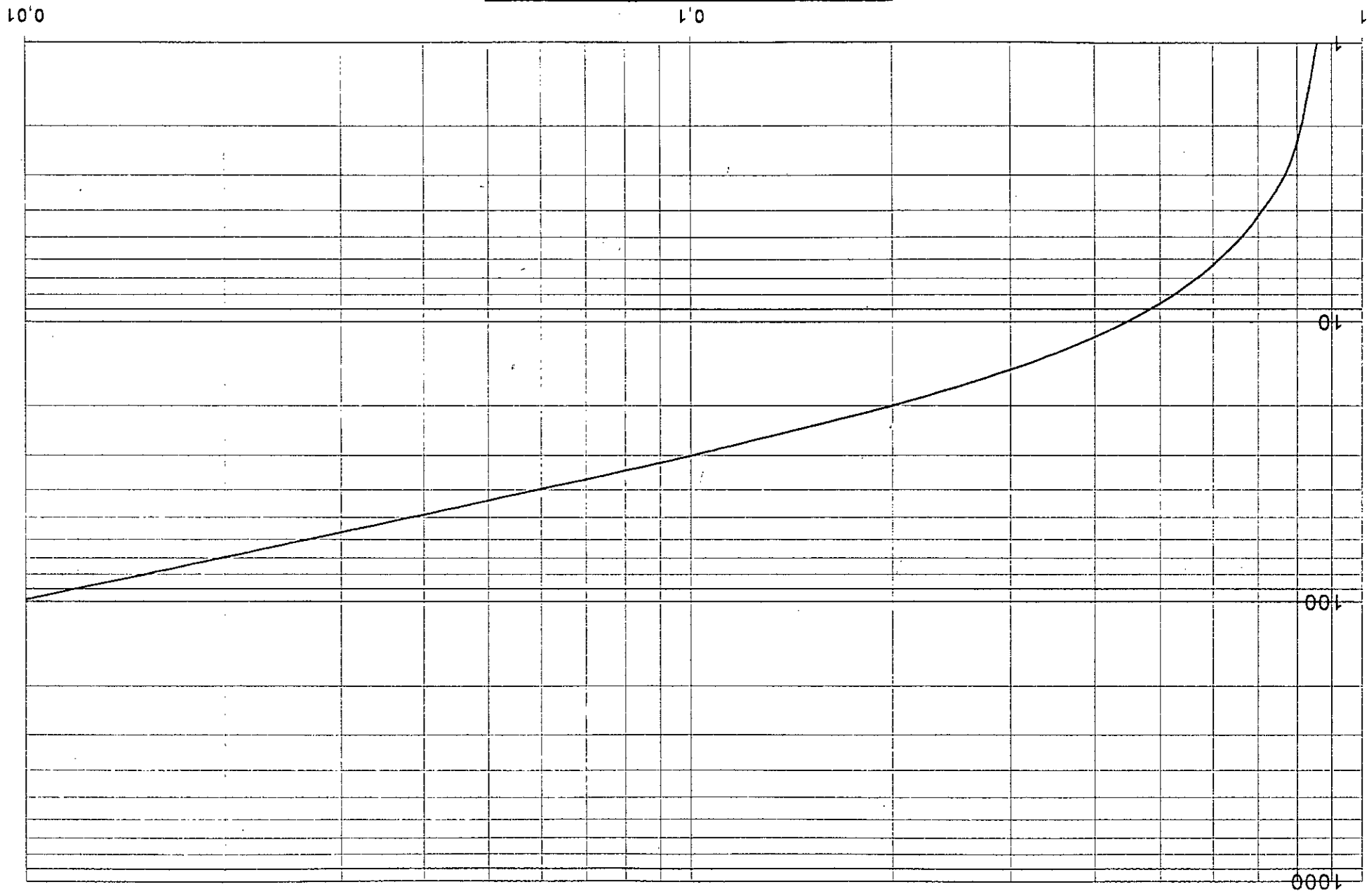
$$f_{\eta} = f_{\eta^+}$$



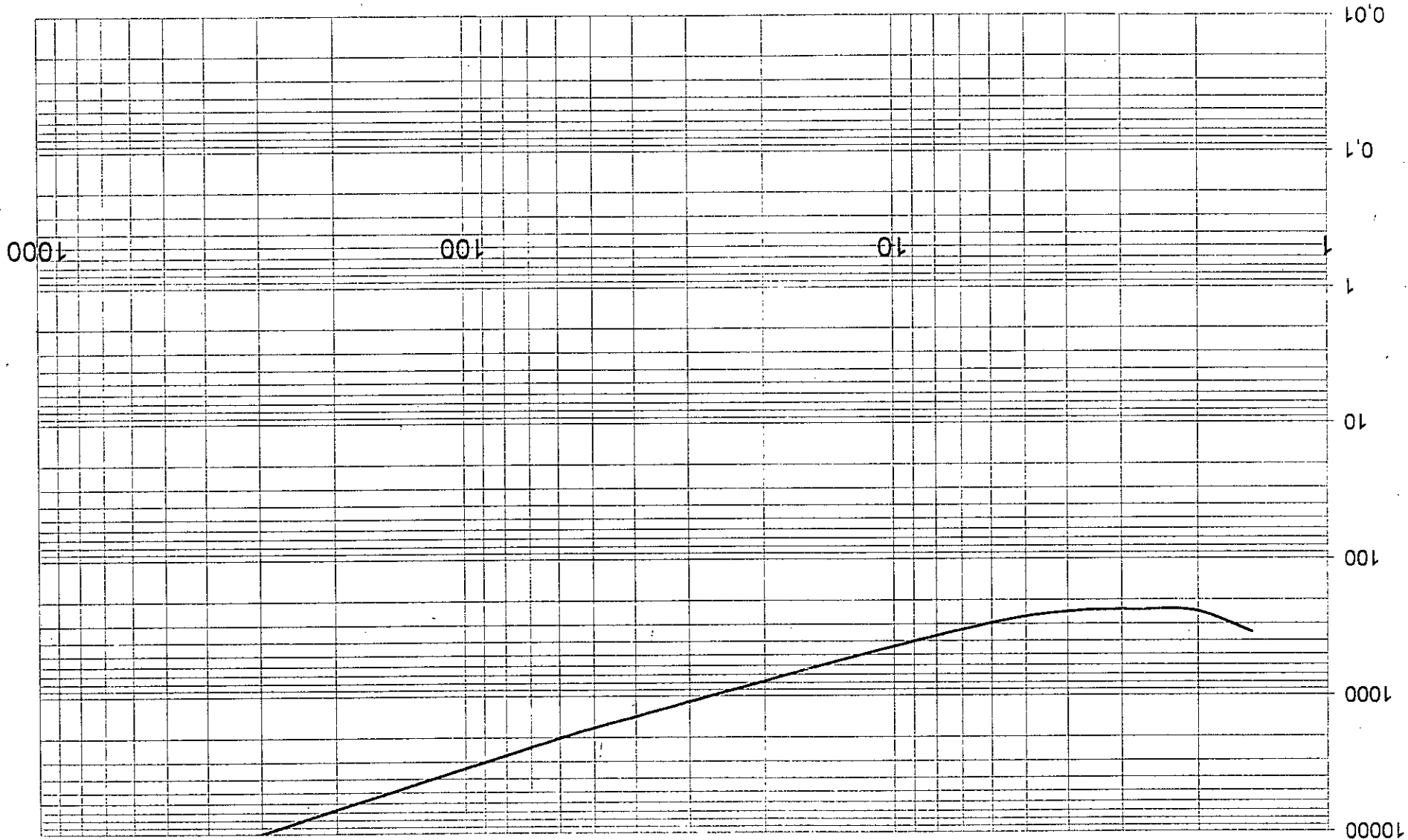
$$K = f(q)$$



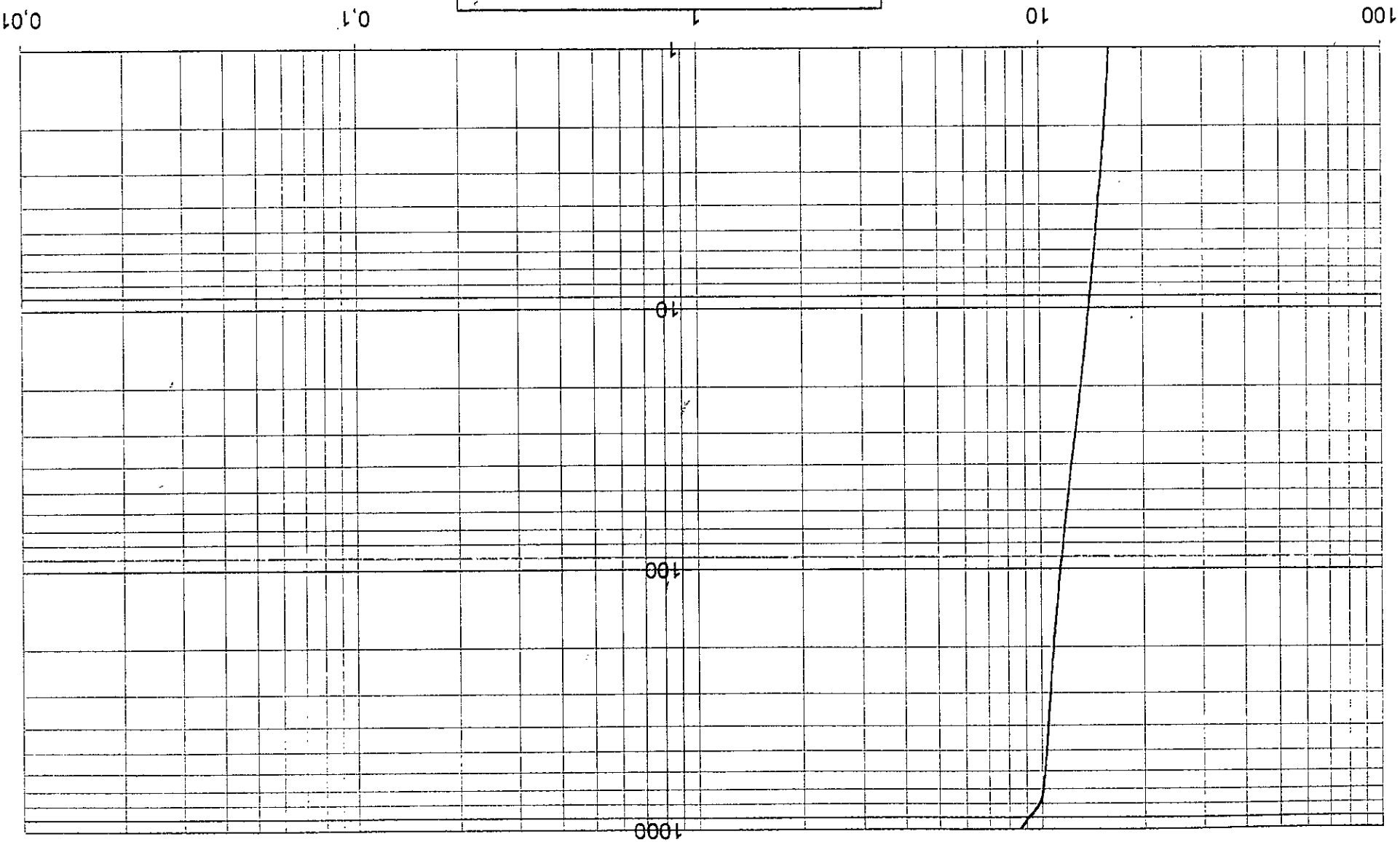
$$(+^1y)f=+T$$



$$h_{f+} = f_{+} h_{+}$$



$$\Delta V = +f \eta (+)$$



BIBLIOGRAPHIE

- [1] A.LENCASTRE, Hydraulique générale, 1995
- [2] Club du pins 1^{er} congrée national des grands barrages, 24 et 25 Mai 1993
- [3] Conception Des circuits hydrauliques, une approche énergétique, Région la BONVILLE, 1991
- [4] G.DEGOUTTE, F.GERMARE, E-P.ROYET, Sécurité des barrages en service, Mai 1993
- [5] G.DEGOUTTE, petits barrages, 1997
- [6] Houille BLANCHE, N°1 1971
- [7] Houille BLANCHE, N°4 1977
- [8] Houille BLANCHE, N°6/7 1985
- [9] H.H. THOMAS, The engineering of large dam, partie 2, 1979
- [10] I.NAOUMENKO Hydraulique générale 1^{ère} et 2^{ème} partie 1976
- [11] M.GHILLON, Commande et asservissement hydraulique et électrohydraulique, avril 1992
- [12] M.G.LAPRAY, théorie de la longueur fluïdo-dynamique, 1975
- [13] M.ROCHE, Hydrologie de surface
- [14] PROMON Bureau d'étude. Avant projet barrage KRAMIS, 1986-1987
- [15] R.B.JANSSEN, Advanced Dam engineering for design, constructions and rehabilitation 1988
- [16] R.O.SNNIGER, W.H.HAGER ; constructions hydrauliques (V 15), 1989
- [17] R.ROLLEY, Techniques de barrages en aménagement rural
- [18] US, Bureau of reclamation, design of small dams
U.S. Government Printing Office, Washington 1987
- [19] W.H.HAGER, Energies dissipations and hydraulic jump, 1992

ملخص

موضوع بحثنا هذا تحت عنوان "تصميم وتحديد أبعاد حوض التهدين الكلاسيكي" الهدف منه هو تقييم مدى إمكانية استعمال طريقة العالم LAPRAY المبينة على أساس "la longueur fluïdo-dynamique" بالإضافة إلى عرض مختلف الأشكال الممكنة لمهدئات الطاقة مع تسليط الضوء على أهميتها، مفعولها وكذا العوائق التي تحول دون القيام بدورها.

الكلمات المفتاحية :

حوض التهدين، مفرغ الحملة، القناة، ضياع السميت، تصميم.

Résumé

La présente étude intitulée conception et dimensionnement d'un bassin de dissipation classique a pour but d'en valoriser la fiabilité de la méthode de LAPRAY basant sur le concept de la longueur fluïdo-dynamique ainsi d'exposer les différents schémas possibles d'un dissipateur d'énergie tout en mettant l'accent sur leur importance, efficacité et également les contraintes qui opposent à leur bon fonctionnement.

Mots clés :

Bassin de dissipation , aérateur , évacuateur de crue, canal, perte de charge, conception.

Abstract

The present study headed "Design and dimensioning of classical stilling basin " is to develop the reability of LAPRAY method basing on the concept of the "length fluid-dynamics, this the talk difference shapes of stilling basins while stressing their importance, effectiveness and also the constraints which oppose to their correct operation.

Key words:

Stilling basin, aerator, spillway, channel, discharge, design.