

وزارة التعليم العالي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

THESE

Présentée par : BAHIDJ BRAHIM

Ingénieur Génie Civil - diplômé de l'E.N.P.

Pour l'obtention de MAGISTER EN HYDRAULIQUE

T H E M E

Etude des conditions de formation d'un
ressaut hydraulique dans les galeries
des évacuateurs de crues de barrages

Soutenue le 30 Juin 1988 devant le jury :

Président	A. GAHMOSSE
Rapporteur	A. THUMA
Examineurs	TAGUIZADE B. ACHOUR B. KHEMARI
Invité	Mr BENGUEDACHE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

THESE

Présentée par : BAHIDJ BRAHIM

Ingénieur Génie Civil - diplômé de l'E.N.P.

Pour l'obtention de MAGISTER EN HYDRAULIQUE

T H E M E

Etude des conditions de formation d'un
ressaut hydraulique dans les galeries
des évacuateurs de crues de barrages

Soutenue le 30 Juin 1988 devant le jury :

Président	A. GAHMUSSE
Rapporteur	A. THUMA
Examineurs	TAGUIZADE B. ACHOUR B. KHEMARI
Invité	Mr BENGUEDACHE

REMERCIEMENTS

En présentant ce travail, il m'est agréable de remercier M^r A. THUMA qui eu à assurer la direction, par les conseils et orientations qu'il n'a cessé de me prodiguer.

Je prie M^r BAHMOUSSE de trouver ici l'expression de ma vive gratitude pour l'honneur qu'il m'a accordé en acceptant de présider le jury.

Je remercie Messieurs B. KHEMMARI , B. ACHOUR et TAGUI-ZADE d'avoir accepté de faire partie du jury.

Je remercie aussi M^r BENGUEDACHE d'avoir accepté d'assister à l'exposé de cette thèse.

Je ne saurai remercier tous mes collègues du département pour l'aide qu'il n'ont jamais cessé de me prodiguer.

De même que je remercie toutes les personnes qui de près ou de loin ont contribué à la réalisation de cette étude aussi bien de l'école que de ma famille.

B. SAHIDJ

SOMMAIRE

	page
1. INTRODUCTION.....	
1.1 Généralités.....	1
1.2 Classification.....	2
1.3 Localisation du problème.....	8
1.4 Traitement bibliographique.....	11
1.5 Conclusion.....	20
2. GENERALITES SUR LE RESSAUT.....	22
2.1 Définition et description.....	22
2.2 Expression générale du théorème de quantité de mouvement.....	24
3. ETUDE THEORIQUE DU RESSAUT DANS LES CONDUITES CIRCULAIRES FERMEES.....	
3.1 Ecoulement normal.....	27
3.2 Constats expérimentaux.....	32
3.3 Etude théorique.....	36
3.3.1 Cas $i \geq 0$ aval en charge.....	37
3.3.2 Cas $i \geq 0$ aval libre.....	44
3.3.3 Cas $i = 0$ aval en charge.....	45
3.3.4 Cas $i = 0$ aval libre.....	46
3.4 Résolution des équations théoriques.....	47
4. MODELISATION.....	

4.1 Introduction.....	52
4.2 Analyse dimensionnelle.....	53
4.3 Similitude.....	55
5. LE MODELE EXPERIMENTAL.....	
5.1 Conception.....	65
5.2 Dimensionnement.....	67
5.3 Description.....	68
5.4 Instruments de mesures.....	72
5.5 Fonctionnement.....	79
6. RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	
6.1 Mode d'enregistrement des mesures.....	83
6.2 Analyse des résultats expérimentaux.....	84
6.3 Exploitation des résultats expérimentaux.....	95
Conclusion générale.....	107

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Généralités

Un évacuateur de crues a pour mission de laisser passer les débits exceptionnels dans les meilleures conditions de capacité d'évacuation et de sécurité de l'ouvrage. Par conséquent il doit nous assurer :

- Une évacuation suffisante afin que le passage de la crue n'entraîne pas la submersion de l'ouvrage de retenue (surtout si celui ci est en terre).

- La sécurité de l'ouvrage d'évacuation et donc de l'ouvrage de retenue lui même par la défense des structures contre l'attaque de l'eau, aussi bien à l'amont, à l'aval, qu'au long du trajet suivi.

- La sécurité des aménagements aussi bien à l'amont qu'à l'aval en atténuant le débit extrême de la crue par

l'étalement ou le laminage du volume d'eau de crue grâce aux efforts conjugués du stockage temporaire de la retenue et de l'effet de frein à l'écoulement dans le passage rétréci que constitue l'évacuateur.

Capacité et sécurité sont donc les deux questions essentielles que pose l'étude d'un évacuateur de crue, dont il est difficile d'annoncer des règles précises fixant les conditions d'emploi de chaque type, ni de solutions stéréotypées.

1.2 Classification

Une classification pourrait être faite en considérant, l'un des critères suivants : [1] [2] [3]

- La chute entre le niveau amont H_{amont} , et aval H_{aval} . Cette distinction physique prend en compte implicitement l'énergie à dissiper et dépend de la qualité géologique et mécanique des terrains qui reçoivent l'eau à la sortie de l'évacuateur . On peut ainsi parler de haute chute, basse chute, et de moyenne chute.

- L'existence de parties mobiles (telles que les vannes),
- Mode de fonctionnement, suivant que l'évacuation se fait à l'air libre ou en charge.

Dans notre étude c'est ce dernier critère que nous

allons considérer. Alors on peut distinguer trois principales classes :

- évacuateurs de surface
- évacuateurs de fond
- évacuateurs mixtes

Généralement tous ces évacuateurs sont constitués de trois principales parties :

- à l'amont : l'organe d'entrée
- entre l'amont et l'aval : la voie de crue ou trajet
- à l'aval : l'organe de restitution

1.2.1 Evacuateurs de surface

- Evacuateurs latéraux : disposés sur l'une des berges et utilisés le plus souvent dans les barrages en terres ou à enrochement (exemple : barrage de Kedara, Wilaya de Boumerdes) fig.1.1.

- Evacuateurs frontaux : disposés sur le corps du barrage. Généralement utilisés dans les cas de barrages en béton. fig.1.2

- Evacuateurs en puits : utilisés dans les cas de barrages en terre disposés à l'amont, noyés dans le réservoir même profitant parfois de la galerie de dérivation provisoire. Ils sont composés de :

- un déversoir circulaire
- un puits
- un coude assurant la liaison puits - galerie
- une galerie
- un bassin de dissipation d'énergie (fig. 1.3)

1.2.2 Evacuateurs de fond ou demi-fond (fig. 1.4)

Progressivement d'autres fonctions ont été affectées aux évacuateurs de crues tels que : le contrôle du premier remplissage, la vidange rapide, l'élimination des transports solides. Pour cela on a fait appel aux vidanges de fond. Mais ce type d'évacuateurs contrairement aux précédents nécessite un entretien régulier et délicat des vannes; pour cela il est évité chaque fois que c'est possible.

1.2.3 Evacuateurs mixtes (fig.1.5)

Parfois on utilise des évacuateurs de fond combinés à des évacuateurs de surface afin de rallier les deux fonctions

- évacuation
- chasse

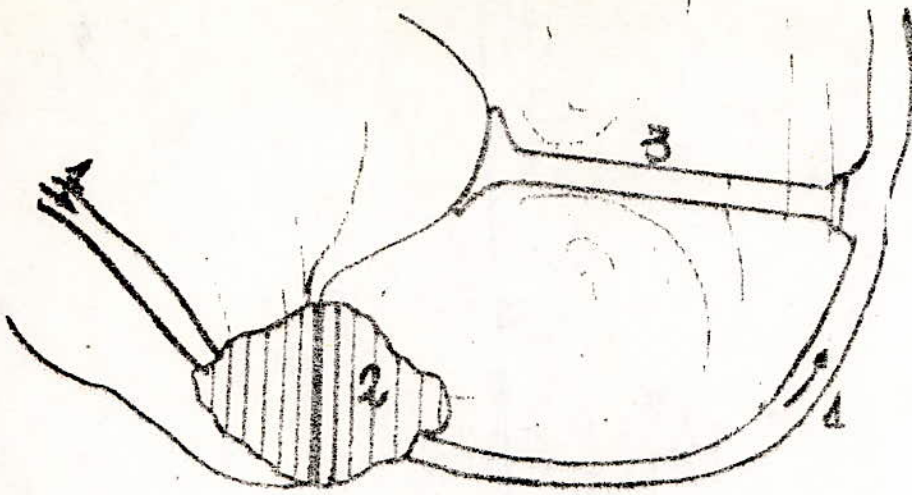


fig 1.1 a

ovied (1)
 barrière (2)
 évacuateur latéral (3)

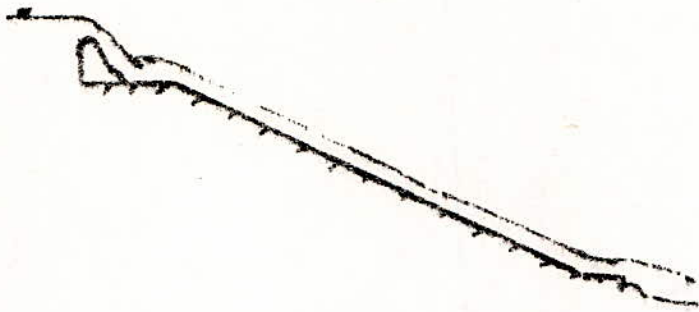


fig 1.1.b

évacuateur Latéral:
 coupe Longitudinal.

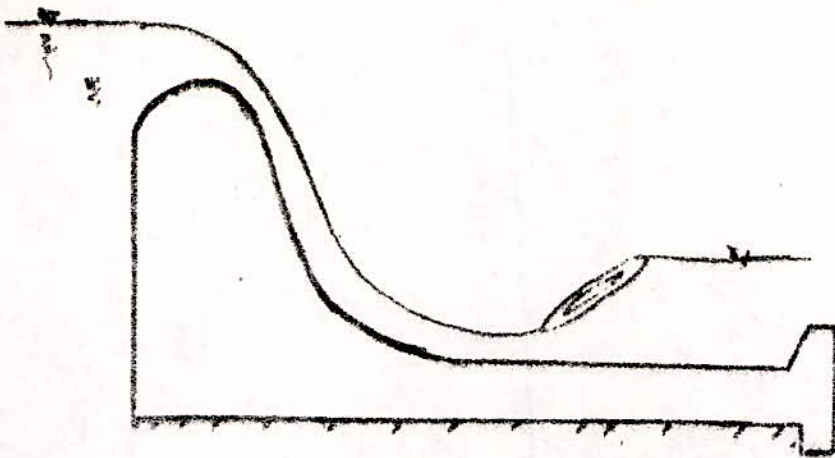


fig 1.2
 évacuateur
 frontal.

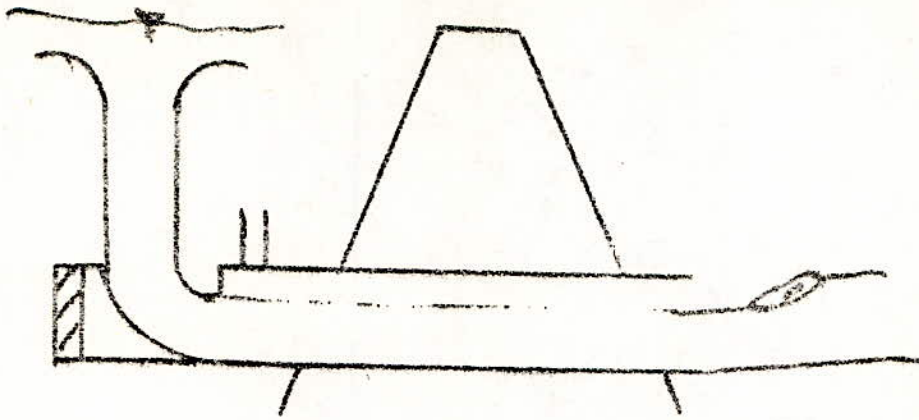


Fig 1.3 Evacuateur en puits

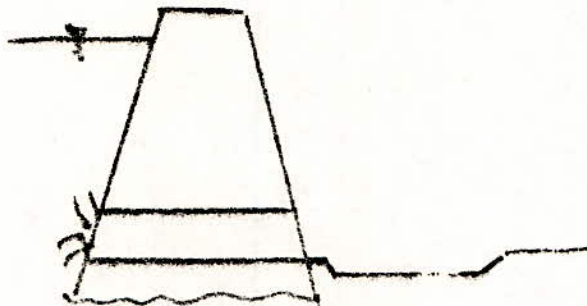


Fig 1.4 Evacuateur de fond

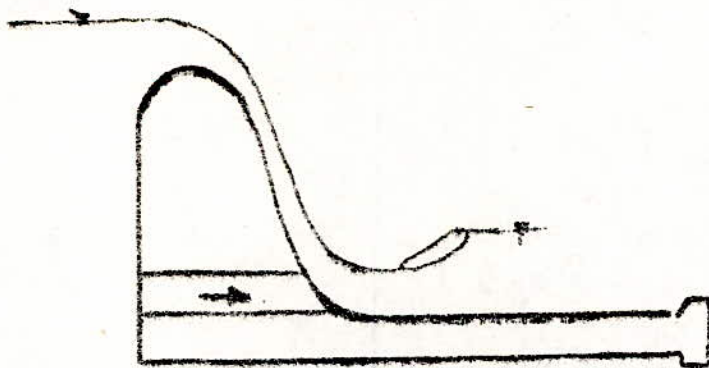


Fig 1.5 un Type d'evacuateur mixte

Chacun des évacuateurs cités précédemment présente des avantages et des inconvénients. Leur dimensionnement, leur calcul hydraulique et leur fonctionnement présentent des difficultés propre à chaque type. Dans ce sens on peut citer :

- les problèmes des évacuateurs latéraux avec les ondes stationnaires dans le coursier.

- les problèmes des évacuateurs de fond, particulièrement avec les vannes, et l'écoulement à l'aval des vannes.

- les problèmes des évacuateurs mixtes avec dissipation d'énergie par jet croisé.

- les problèmes des évacuateurs en puits avec l'engorgement, l'aération, ou l'écoulement dans la galerie particulièrement lors de l'apparition d'un ressaut instable dans la galerie créant des surpressions et des dépressions dangereuses pour les parois influençant sensiblement le fonctionnement de la galerie, mettant ainsi, en danger tout l'ouvrage et par conséquent tous les aménagements hydroagricoles et urbains à l'aval du dit ouvrage.

Dans le cas de notre étude nous nous sommes intéressés aux évacuateurs en puits particulièrement aux galeries et leur fonctionnement.

1.3 Localisation du problème dans le cas des galeries

On sait qu'en général les galeries sont dimensionnées de façon à fonctionner en canal découvert sur toute leur longueur [1]. Ceci en assurant certaines conditions de débit (Q), de pente (i) et de charge (h). Mais parfois accidentellement pour certaines valeurs de ces paramètres, un ressaut risque de se propager à l'intérieur de la galerie. Alors plaçons nous dans les conditions suivantes et étudions le fonctionnement de cette galerie :

1- (fig. 1.6) la galerie communique à l'amont avec un réservoir par l'intermédiaire, soit d'un puits suivi d'un coude (fig. 1.6.b), soit d'un seuil accélérateur (fig. 1.6.a) assurant l'évacuation d'un débit (Q).

2- la galerie débouche dans un bassin où le niveau d'eau est à une hauteur (h).

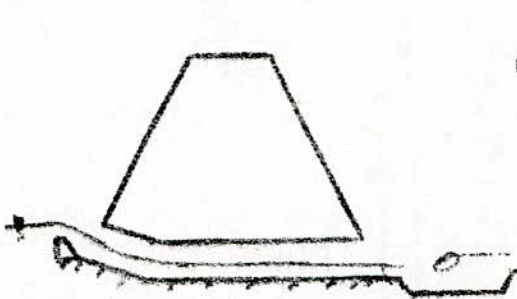


fig 1.6 a.

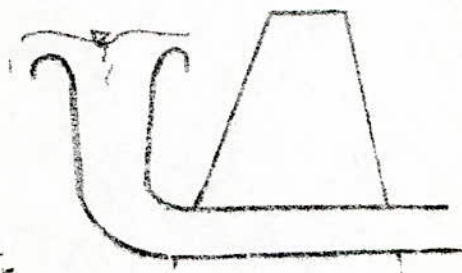


fig 1.6 b

Alors trois cas peuvent se présenter :

a - Le régime torrentiel se maintient tout le long de la galerie et un ressaut hydraulique a lieu dans le bassin de dissipation (fig. 1.7.a).

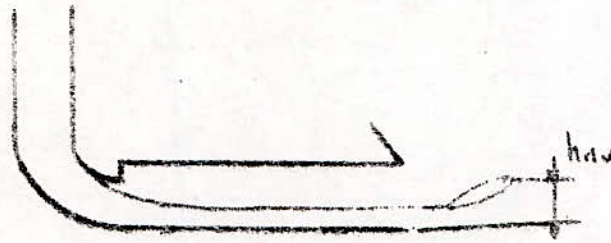


Fig 1.7. a ressaut libre

b - Dans le cas où le niveau aval (h_{av}) augmente tout en restant inférieur au diamètre de la galerie, un ressaut se propage dans la galerie sans que celle-ci soit mise en charge séparant ainsi l'écoulement en une branche torrentielle et une autre fluviale (fig. 1.7.b).

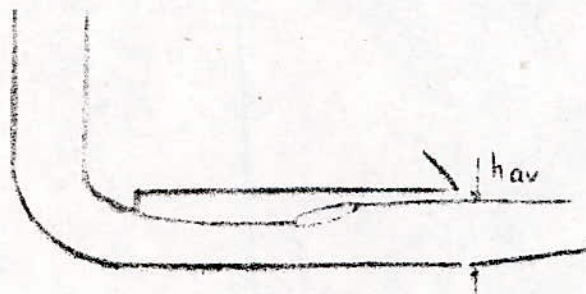


Fig 1.7. b ressaut libre

c - Dans le cas où le niveau aval (h_{av}) augmente et

devient supérieur au diamètre de la galerie, un ressaut apparaît avec un écoulement à surface libre à l'amont et un écoulement en charge à l'aval (fig. 1.7.c).



Fig 1.7.C ressaut en charge

Le phénomène décrit plus haut est ainsi influencé par le débit (Q), et la pente (i).

D'autre part et depuis le congrès des grands barrages [4] de 1979, certaines solutions peu connues d'évacuateurs en puits ont été proposées, particulièrement les évacuateurs avec puits en charge et galerie en charge pour une certaine gamme de débits ou toutes gammes de débits, spécialement quant il s'agit d'évacuateurs supplémentaires ajoutés à des évacuateurs existants en vue d'accroître la capacité d'évacuation de certains aménagements. Or dans ce cas ou dans le cas d'une solution combinée (puits en charge galerie à surface libre, et vice versa) un ressaut hydraulique risque d'avoir lieu dans la galerie et pour certaines valeurs des paramètres déjà cités (h , i , Q) l'écoulement à l'aval du ressaut risque d'être en charge.

Nous venons de voir qu'un ressaut hydraulique risque de prendre naissance dans la galerie et de se développer jusqu'à donner un écoulement en charge mettant en danger l'ouvrage surtout si la stabilité de la position du ressaut n'est pas assurée ce qui ferait disparaître le régime permanent et créerait par conséquent des phénomènes pulsatoires et des phénomènes hydro-pneumatiques dangereux pour les parois et pour la capacité d'évacuation risquant ainsi jusqu'à la destruction de l'ouvrage [5] D'où l'intérêt d'une étude approfondie afin de déterminer l'influence de chaque paramètre (i , h , Q) sur les conditions de formation du ressaut et le passage d'un écoulement à surface libre à un écoulement en charge.

1.4. Traitement bibliographique du ressaut

A travers notre étude bibliographique nous avons constaté que l'étude du ressaut hydraulique dans les canaux rectangulaires à ciel ouvert est assez riche aussi bien pour la pente nulle $i = 0$ et pente non nulle $i \neq 0$. Mais les études concernant le ressaut dans les conduites circulaires fermées en pente $i = 0$ sont rares et prêtes à discussions, et les études en pente $i \neq 0$ sont pratiquement inexistantes. Pour cela nous allons recenser ces travaux et les classer en

deux groupes :

- canaux rectangulaires
- canaux circulaires fermés

A - canaux rectangulaires

1. $i = 0$

Ce cas est largement développé dans les différents manuels d'hydraulique (fig. 1.9)

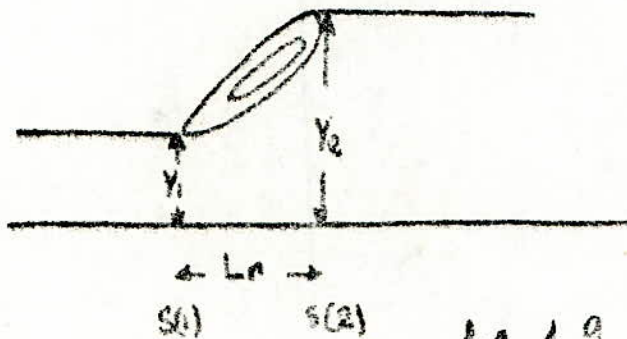


fig. 1.9.

L'équation de quantité de mouvement nous donne :

$$\frac{Q^2}{g B_1} + a_1 S_1 = \frac{Q^2}{g B_2} + a_2 S_2$$

Q : débit véhiculé

B_1 et B_2 : aire de la section (1) et (2)

$$S_1 = y_1 b \quad S_2 = y_2 b$$

a_1 et a_2 : distances du centre de gravité jusqu'à la surface libre.

$$a_1 = y_1 / 2 \quad a_2 = y_2 / 2$$

b : largeur du canal

qui devient :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right]$$

avec F_1 : nombre de Froude dans la section (1) (torrentielle).

Cette équation classique, théorique fut vérifiée expérimentalement par différents auteurs et a donné lieu à l'expression :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 - C F_1^2} - 1 \right]$$

avec C variant d'un auteur à l'autre de 8 à 12,54 suivant la distribution de vitesse v_1 dans la section (1) adoptée [8].

De même que plusieurs formules empiriques pour le

calcul de la longueur ont été proposées et on trouve [3]:

$$L_r = 5 y_2$$

$$L_r = 9 y_1 \left[\frac{v_1}{\sqrt{g y_1}} - 1,57 \right]$$

$$L_r = 6 (y_2 - h_1) \quad \text{proposé par Smetana}$$

$$L_r = 10,6 F^{0,25} (y_2 - y_1) \quad \text{proposé par Ivanchenko [10]}$$

2. 1. 3 0

Ce cas a été développé par quelques chercheurs tels que : (KINDBVATER, KENNISON, POSEY, ...) afin d'arriver à une formulation de la variation des hauteurs conjuguées du ressaut et de déterminer expérimentalement la variation de la composante du poids parallèle à l'axe du canal intervenant dans le calcul.

Différentes configurations peuvent se présenter suivant que la localisation du ressaut : soit à l'aval du canal incliné, soit dans le canal incliné (fig 1,10).

Pour ce cas (fig 0) différentes formulations ont été proposées, variant d'un auteur à un autre tels que :

- KINDBVATER [8] qui propose l'expression

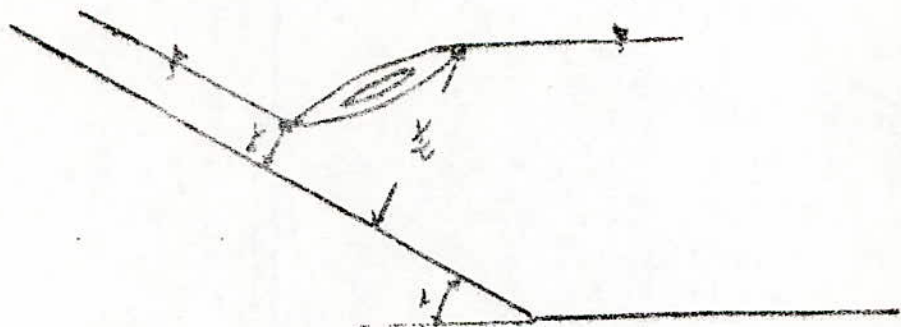
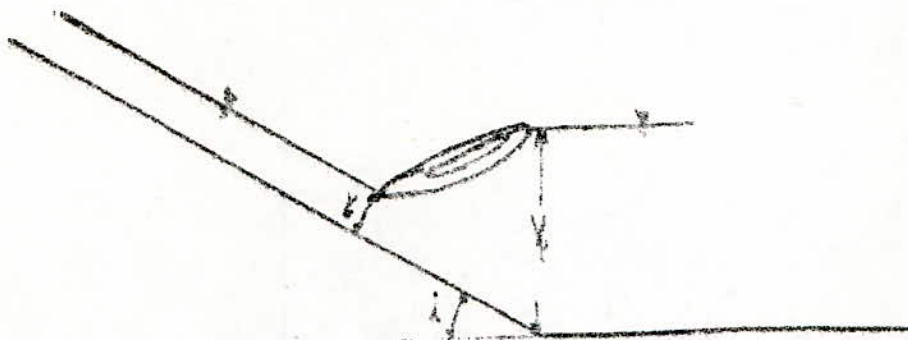
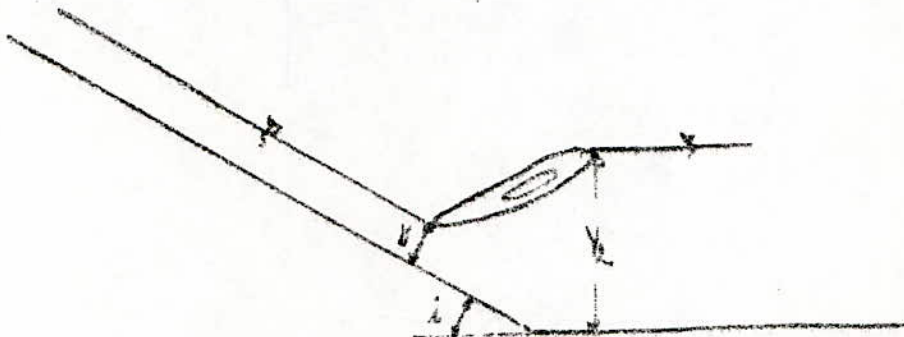


Fig 1.10

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2 \cos i} \left[\sqrt{\frac{B F_1^2 \cos^3 i}{1 - 2\phi F_1^2} + 1} - 1 \right]$$

avec $F_1^2 = \frac{v_1^2}{g Y_1}$ nombre de Froude déterminé dans la section

(1) (torrentielle).

i : pente du canal

Y_1, Y_2 : hauteurs conjuguées du ressaut respectivement profondeur torrentielle et fluviale.

ϕ : coefficient déterminé expérimentalement et qu'il exprime en fonction de F_1^2

$$\phi = f(F_1^2)$$

$$\phi = 2,58 - 0,021 F_1^2$$

De même qu'il proposa une forme pour la variation de la longueur du ressaut L_r

$$L_r = g(F_1^2) \cdot Y_2$$

On remarque dans les travaux de KINDBVATER que F_1^2 varie de 5 à 30.

- C. J. POSEV[10] dans sa critique de [8] proposa l'expression :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{1,972} \left[\sqrt{\frac{7,67 F_1^2}{1 - (6/3)} + 1} - 1 \right]$$

R. ARIEMA [8] en partant de l'équation de quantité de mouvement et après une série de transformations mathématiques en supposant $L_r = f(F_1^2) \cdot y_2$ proposa :

$$\frac{y_2}{y_1} = \sqrt{\frac{2 F_1^2}{1 - f(F_1^2) \cdot \frac{L_r}{y_1}}}$$

avec $F_1^2 = \frac{v_1^2}{g y_1 \cos i}$

v_1 : vitesse dans la section (1)

y : profondeur dans la section (1)

i : pente du canal

pour $f(F_1^2)$ Ariens proposa un tableau de variation déterminé d'après les résultats expérimentaux de Matzke et Kindevater.

- RAJARATNAM [9] proposa l'expression

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{\cos i}{2} \left[\sqrt{1 + 8 G_1^2} - 1 \right]$$

avec $G_1^2 = \Gamma_1^2 F_1^2$

$$\Gamma_1^2 = \frac{\cos^2 \alpha}{1 - 2 K F_0^2 \alpha}$$

K : coefficient empirique

$$\Gamma_1^2 = f(\alpha)$$

avec l'expression $\text{Log}_{10} \Gamma_1 = 0,027 (\alpha)$

formulation qu'il confirma 1974 [7 b]

La synthèse de tous ces travaux nous montre :

- qu'il ya un consensus global pour représenter

$$\frac{y_2}{y_1} = f(F_1^2, \alpha) \quad \text{et} \quad \frac{L_r}{y_1} = f(F_1^2, \alpha)$$

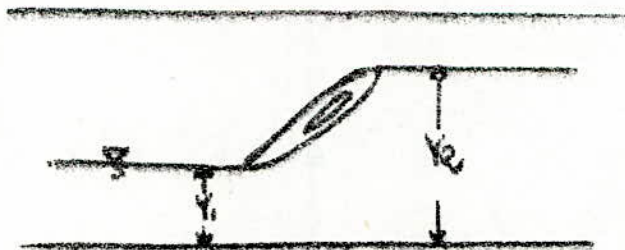
- que dans la majorité des expériences réalisées le nombre de Froude au carré (F_1^2) varie de 5 à 50,

donc $2,23 < F_1 < 7,07$

B - canaux circulaires

Dans ce cas il existe deux types de ressauts :

- ressaut avec amont libre, aval libre (fig 1.11)



- ressaut avec amont libre, aval en charge (fig 1.12)

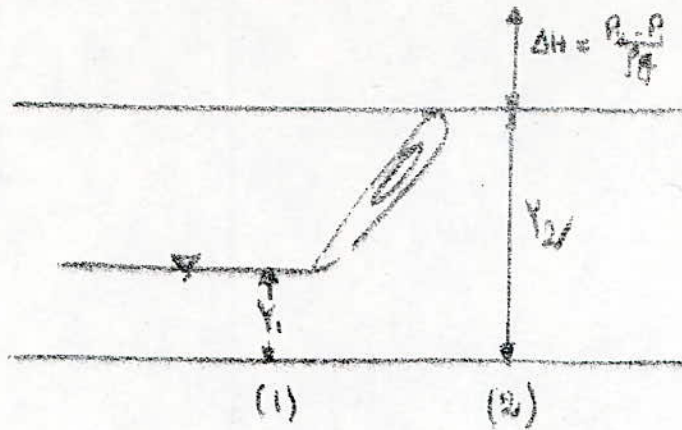


Fig 1.12

- 1=0

Quelques travaux théoriques ont été effectués [8] proposant une solution graphique assez complexe sans vérification expérimentale en considérant dans le cas du ressaut en charge la section aval entièrement pleine (fig. 1.13).

En 1980 à l'E.N.P un travail a été effectué par M^r ACHOUR sous la direction du professeur LAPRAY [9] dans le cas du ressaut avec aval libre pour la détermination des hauteurs conjuguées en utilisant la théorie de la longueur fluidodynamique avec une expérimentation qui a donné des résultats très satisfaisants.

- 1 ≠ 0

Dans ce cas où la composante axiale du poids intervient dans l'équation de quantité de mouvement nous n'avons trouvé

aucun travail effectué.

1.5 Conclusion

Pour les installations de galeries de toute sortes (vidange de fond, galerie de dérivation et de charge,...) les constantes d'écoulement et en particulier les possibilités d'un changement de caractères (torrentiel à fluvial) en pente $i = 0$ ou $i \neq 0$ ainsi que le passage d'un écoulement à surface libre à un écoulement en charge sont d'un grand intérêt, il serait intéressant de les traiter, de les résumer et de présenter les résultats sous une forme pratique.

Au vu de la revue bibliographique nous avons constaté que le réseau dans les canaux rectangulaires est large étudié aussi bien en pente $i = 0$ que $i \neq 0$. Mais pour les conduites circulaires les travaux sont rares et certains doivent être vérifiés expérimentalement. Pour cela nous proposons cette étude théorique et expérimentale concernant les conditions de formation dans les conduites circulaires aussi bien dans les cas de pente $i = 0$ que $i \neq 0$ afin de déterminer l'influence de chaque paramètre intervenant tel que : le débit (Q), la pente (i) et l'une de profondeurs (h_1) sur l'autre (h_2) et vice versa.

De même que nous nous servons d'un modèle réduit physique afin de vérifier la validité de nos équations dans le cas $i = 0$ et déterminer la variation de la composante axiale du poids dans le cas $i \neq 0$.

CHAPITRE 2

GENERALITES SUR LE RESSAUT

2.1 Définitions et description

Description : le ressaut hydraulique est une brusque surélévation de la surface libre d'un courant permanent occupant une position fixe dans un lit uniforme. Ce phénomène se produit lorsqu'un régime torrentiel devient fluvial sur une courte distance, les surfaces libres se situant de part et d'autre du niveau critique, fig.2.1 .

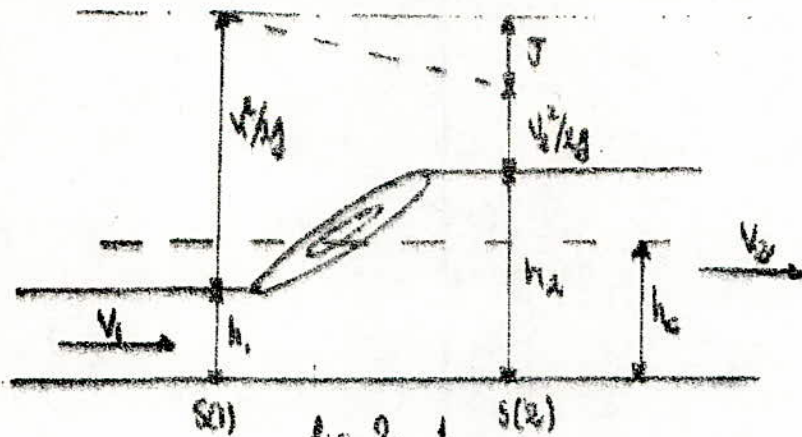


fig 2.1

En général le ressaut est le siège d'une grande dissipation d'énergie.

Définitions : les sections $S(1)$ et $S(2)$ sont situées respectivement : $S(1)$ à l'amont du ressaut (régime torrentiel), $S(2)$ à l'aval du ressaut (régime fluvial).

On suppose que dans chacune de ces sections, les filets liquides sont parallèles. On désigne, par profondeurs conjuguées, les hauteurs h_1 et h_2 respectivement dans les sections $S(1)$ et $S(2)$. On désigne, par longueur du ressaut, la distance séparant $S(1)$ et $S(2)$.

$$L_r = S(2) - S(1)$$

Correspondance du nombre de Froude avec les régimes torrentiel et fluvial.

Dans une section transversale de profondeur h et de vitesse moyenne v le nombre de Froude caractéristique de l'écoulement est définie par la grandeur adimensionnelle,

$$F = \frac{v}{\sqrt{g h}} \quad (2.1)$$

il représente le rapport de la vitesse moyenne d'un écoulement à la vitesse de propagation d'une onde infiniment petite le long du courant considéré (a).

$$\text{La formule de Lagrange donne } a = \sqrt{g h} \quad (2.2)$$

Dans un canal prismatique caractérisé par un débit unitaire constant (q) on a

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.3)$$

Alors il vient que si :

1 - $h < h_c \Rightarrow v > a$: les ondes superficielles ne peuvent remonter vers l'amont, et le régime est torrentiel,

2 - $h > h_c \Rightarrow v < a$: les ondes superficielles peuvent remonter vers l'amont et le régime est fluvial,

3 - $h = h_c \Rightarrow v = a$: c'est le cas limite. Les ondes remontent avec la même vitesse que le courant, elles sont stationnaires : c'est le ressaut.

2.2 Expression générale du théorème de quantité de mouvement

Le ressaut étant régi par la loi de l'équilibre hydrodynamique, cet équilibre s'exprime par le théorème de quantité de mouvement, qui ne fait intervenir que les forces extérieures ce qui rend son utilisation particulièrement commode dans le cas où, du fait d'une singularité l'écoulement est très perturbé dans l'espace considéré, comme c'est notre cas entre les sections B(1) et B(2).

$$\iiint_{\mathcal{B}} \rho(\vec{v}) \cdot \vec{v} \, d\mathcal{B} = \iiint_{\mathcal{W}} \rho \vec{g} \, d\mathcal{W} + \iint_{\mathcal{B}} \vec{\tau} \, d\mathcal{B} - \iint_{\mathcal{B}} p \, d\mathcal{B} \quad (2.4)$$

- où $\iiint_V \rho \vec{g} \, dV$ exprime les forces de volume
- $\iint_S \vec{\tau} \, dS$ exprime les forces de frottements
- $\iint_{S_1} p \, d\vec{S}_1$ exprime les forces de pressions

Ces trois forces expriment les forces extérieures agissant sur le système dans l'espace considéré (dans le cas du ressaut, compris entre $S(1)$ et $S(2)$).

β est un coefficient de correction de la quantité de mouvement, dû à l'inégale répartition des vitesses.

Généralement, pour un écoulement turbulent β varie de 1,01 à 1,05

$$1,01 < \beta < 1,05$$

Hypothèses :

- Les forces de frottements sur les parois latérales entre $S(1)$ et $S(2)$ sont négligeables devant les forces de pressions. Ce qui nous permet de négliger le terme

$$\iint_S \vec{\tau} \, dS$$

- On suppose une égale répartition des vitesses dans les sections $S(1)$ et $S(2)$. Ce qui implique :

$$\beta_1 = \beta_2 = 1$$

Alors l'expression (2.4) devient :

$$\iint_{\Sigma} (\nabla \cdot \mathbf{F}) \, dV = \iiint_{\Omega} \rho \, dV = \iint_{\Sigma} \rho \, dS \quad (2.6)$$

CHAPITRE 3

ETUDE THEORIQUE DU RESSAUT DANS LES CONDUITES CIRCULAIRES FERMEES

Avant de commencer l'étude proprement dite des conditions de formation du ressaut dans les conduites circulaires nous commençons par étudier l'écoulement normal et poser les différentes équations adaptées aux conduites circulaires.

3.1 Ecoulement normal

Pour le calcul et la détermination des profondeurs normales h , correspondant à un débit donné Q , il existe dans les différents manuels d'hydraulique des courbes de remplissage basées sur la formule de Chezy $v = C R_h^{1/2} J^{1/2}$ et qui donnent pour chaque rapport Q / Q_0 le rapport h / d .

Q : débit correspondant à une profondeur h

Q_0 : débit maximum correspondant à une profondeur $h = d$

Aujourd'hui cette formule de Chezy est presque systématiquement remplacée par la formule de Manning - Strickler

$$v = k R_h^{2/3} J^{1/2} \quad (3.1)$$

v = vitesse du liquide

k = coefficient de rugosité

R_h = rayon hydraulique

J = pente géométrique

C'est pourquoi il paraît désirable dans un but d'unification d'établir de nouvelles courbes de remplissage basées sur la formule de Manning - Strickler.

Les équations sont les suivantes :

$$\frac{h}{d} = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.2)$$

d = diamètre

h = profondeur

φ = angle au centre (h)

$$S = \frac{d^2}{8} \left(\varphi - \sin \varphi \right) \quad (3.3)$$

S = section mouillée

$$R_h = \frac{d}{4} \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right) \quad (3.4)$$

$$R_h = \text{rayon hydraulique} = \frac{S_m}{P_m}$$

$$P_m = \text{périmètre mouillé} = \frac{d \varphi}{2}$$

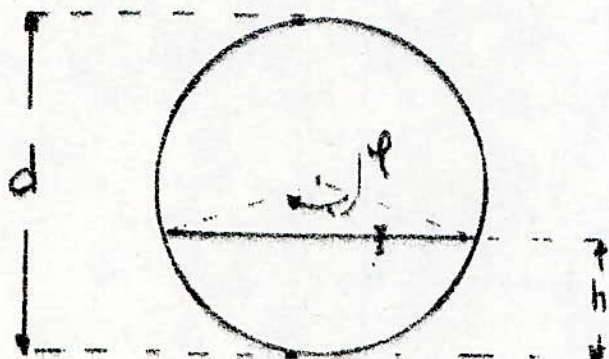


Fig 3.1

D'après les équations précédentes on peut écrire :

1 - Rapport des vitesses

$$v = k \left[\frac{d}{4} \right]^{2/3} \left[1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right]^{2/3} \rho^{1/2}$$

vitesse à une profondeur h

$$v_0 = k \left[\frac{d}{4} \right]^{2/3} \rho^{1/2}$$

vitesse à une profondeur h = d

$$\frac{v}{v_0} = \left[1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right]^{2/3} \quad (3.5)$$

2 - Rapport des débits

$$Q = v / \theta \quad Q_0 = v_0 / \theta_0 \quad \text{avec} \quad \theta_0 = \pi d^2 / 4$$

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\rho}\right)^{2/3} \frac{\rho - \sin \varphi}{2\pi} = \frac{v}{v_0} \frac{B}{B_0} \quad (3.6)$$

sur la figure on peut voir la variation de Q/Q_0 , v/v_0 , B/B_0 en fonction de h/d .

Pour trouver le rapport des profondeurs pour lequel la vitesse de l'eau est maximale, il suffit de différencier l'équation (v/v_0) par rapport à φ .

$$\frac{d(v/v_0)}{d\varphi} = \frac{2}{3} - \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\rho}\right)^{-1/3} \left(\frac{\sin \varphi}{\rho^2} - \frac{\cos \varphi}{\rho}\right) = 0 \quad (3.7)$$

$$\Rightarrow \left(\frac{\sin \varphi}{\rho^2} - \frac{\cos \varphi}{\rho}\right) = 0 \quad (3.8)$$

cette condition est satisfaite pour $\varphi = 257^\circ 30'$ ce qui correspond à une profondeur $h/d = 0,813$ et à une valeur de 1,14 pour le maximum de v/v_0 .

De la même manière on obtient pour le débit :

$$\frac{d(Q/Q_0)}{d\varphi} = \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\rho}\right)^{2/3} \frac{1}{2\pi} (1 - \cos \varphi) + \frac{\rho - \sin \varphi}{3\pi} \cdot \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\rho}\right)^{-1/3} \left(\frac{\sin \varphi}{\rho^2} - \frac{\cos \varphi}{\rho}\right) = 0 \quad (3.9)$$

équation qui est satisfaite pour $\varphi = 302^\circ 20'$, ce qui correspond à une profondeur $h/d = 0,938$ et à une valeur de 1,076 pour Q/Q_0 .

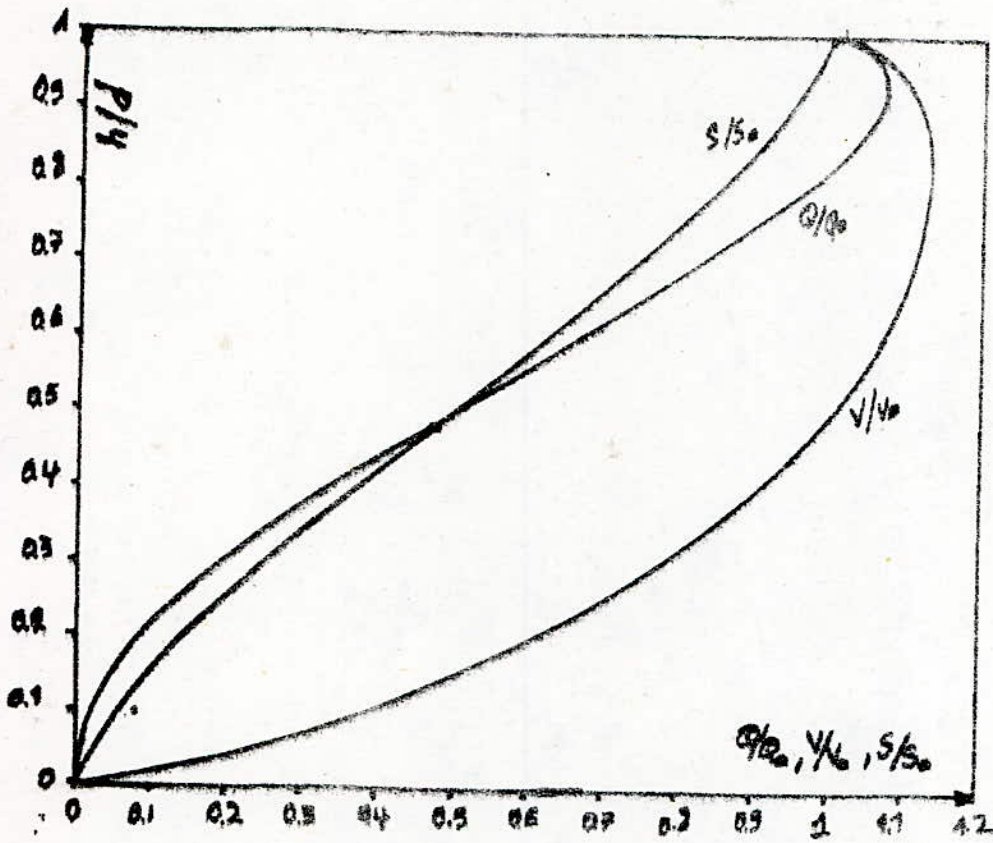


Fig 3.2 Variation $u/d = f(Q/Q_0, V/V_0, S/S_0)$

h/d	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Q/Q_0	0	0,0209	0,0876	0,1959	0,3370	0,5000	0,6718	0,8372
V/V_0	0	0,4018	0,6154	0,7763	0,9023	1,0000	1,0723	1,1196
S/S_0	0	0,0520	0,1424	0,2523	0,3735	0,5000	0,6265	0,7477

h/d	0,8	0,9	1
Q/Q_0	0,9775	1,0658	1
V/V_0	1,1396	1,1242	1
S/S_0	0,8576	0,9480	1

Tableau de variation de $h/d = f(Q/Q_0, V/V_0, S/S_0)$

3.2 Constatats expérimentaux

A partir des essais préliminaires effectués nous avons tiré deux importants constatats :

1 - concernant la section ayale dans le cas du réseau en charge.

2 - concernant la variation de la ligne piézométrique dans le cas du réseau en charge et réseau libre.

1 - concernant la section aval

Dans ce cas là, la tendance générale est de supposer qu'à l'aval du ressaut la section est entièrement pleine de liquide donc une hauteur de liquide $h = d$ à laquelle s'ajoute une pression P_2 correspondant à une charge H (fig 3.3)

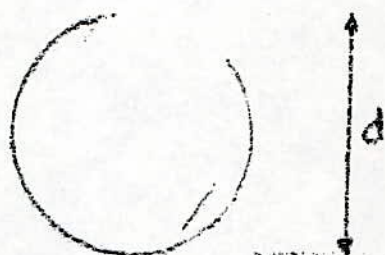
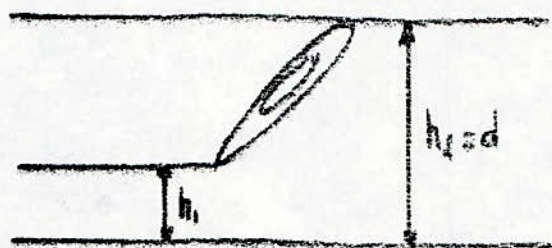


Fig 3.3

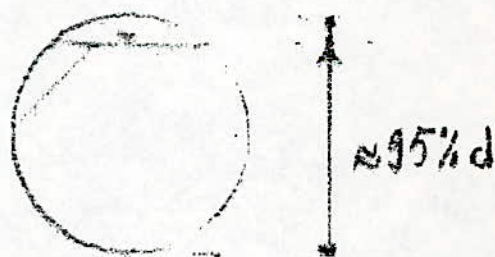


Fig 3.4

3.4 et 3.3 : description de la section aval.

Mais en réalité le phénomène se passe autrement. En effet lors des essais expérimentaux qui ont été effectués, nous avons constaté que dans la tranche torrentielle (amont du ressaut) il y a un entrainement d'air très important, air qu'il faut régénérer continuellement par le biais des cheminées afin d'éviter les dépressions. Au moment de la mise en charge cet air est entrainé par les rouleaux du ressaut sous forme de mélange air - eau, juste après la tranche du rouleau les bulles d'air remontent à la partie supérieure de la conduite en se comprimant, créant ainsi une surpression P_2 et en occupant un volume w_0 ce qui fait que la hauteur du liquide est inférieure au diamètre (fig 3.4).

Après plusieurs essais et une première campagne d'investigation menée dans le cadre d'un projet de fin d'étude [15], nous avons évalué la profondeur réellement occupée par l'eau à l'aval environ égale à 95% du diamètre.

2 - variation de la ligne piézométrique

Dans ce cas nous avons constaté que pour un ressaut en charge ou un ressaut libre et quelque soit la pente (i), la ligne piézométrique augmentait progressivement à partir de la section S(1) à l'amont et se stabilisait à une valeur sensiblement égale à la hauteur (h_{av}) à l'aval de la galerie (fig 3.5) et (fig 3.6).

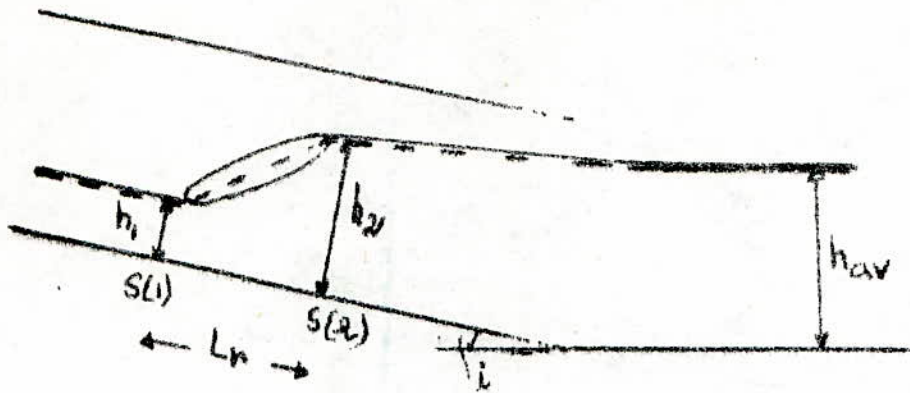


fig 3.5 cas d'un ressaut libre.

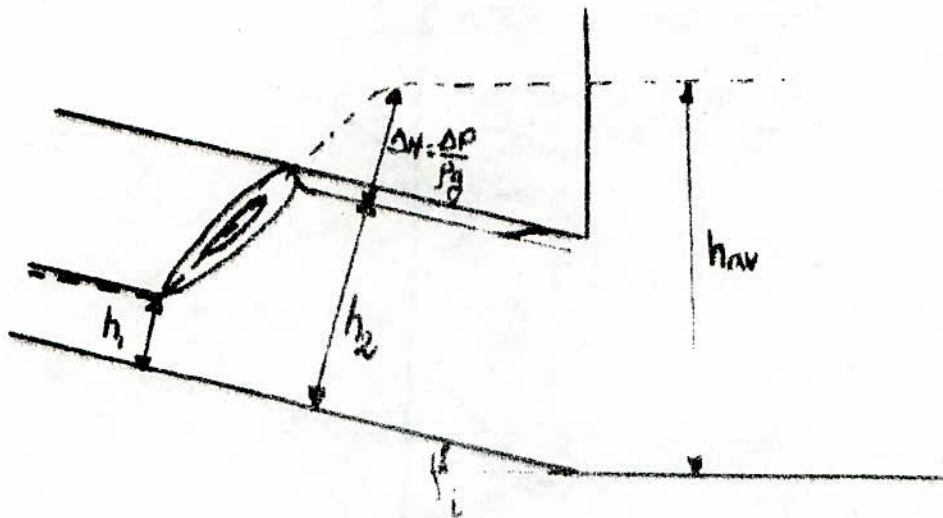


fig 3.6 cas d'un ressaut en charge

fig 3.5 et 3.6 : variation de la ligne piezométrique.

Ceci nous permet de positionner nos sections S(1) et S(2) comme suit :

- S(1) : juste avant le début des perturbations provoquées par le ressaut.

- S(2) : à l'aval du ressaut là où la ligne piézométrique est environ égale à la charge aval (h_{av}).

Ces deux importants constats seront pris en considération lors de l'étude théorique et il incombe de les confirmer expérimentalement.

3.3 Etude théorique

Pour l'étude du ressaut dans les conduites circulaires nous allons envisagé quatre cas :

- 1 - pente $i \neq 0$, écoulement aval en charge
- 2 - pente $i \neq 0$, écoulement aval libre
- 3 - pente $i = 0$, écoulement aval libre
- 4 - pente $i = 0$, écoulement aval en charge

Nous allons faire un calcul détaillé pour le cas $i \neq 0$ aval en charge qui représente le cas général et de ce cas nous déduirons les trois autres cas.

3.3.1 Cas général $i \neq 0$ aval en charge

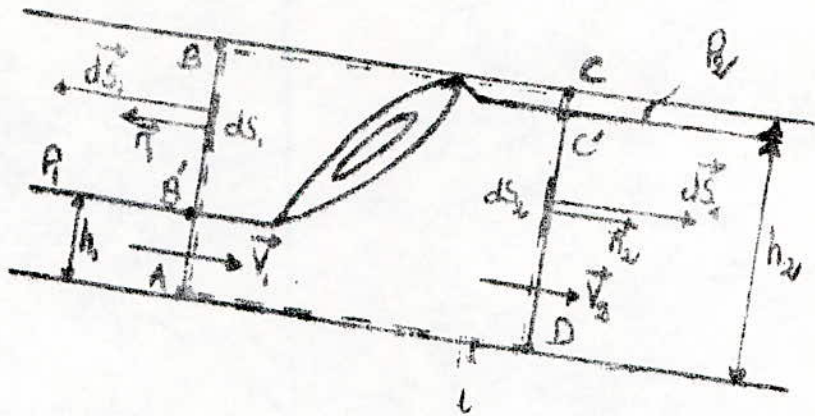


Fig. 3.7 Elements caractéristiques du cas général.

Dans ce cas l'expression du théorème de la quantité de mouvement (2.5) :

$$\iint_S (\rho \vec{v}) \cdot \vec{v} \, d\vec{S} = \iiint_W \rho \vec{g} \, dW = \iint_S p^* \, d\vec{S}$$

appliqué à notre système (fig 3.7) en projection sur l'axe de la conduite avec :

$$p^* = p + \rho g h \cos(i) \quad (3.10)$$

devient :

$$\iint_{CD} \rho v_2^2 \, dS_2 - \iint_{AB} \rho v_1^2 \, dS_1 = \iiint_W \rho g \, dW \sin(i)$$

$$- \left[\iint_{C'D} \rho g h \cos(i) \, dS_2 + \iint_{CD} p_2 \, dS_2 - \iint_{AB} \rho g h \cos(i) \, dS_1 - \iint_{AB} p_1 \, dS_1 \right] \quad (3.11)$$

en posant $AB = CD$ et en divisant par ρg , l'équation (3.11)

devient:

$$\iint_{AB} \frac{v^2}{g} dS_1 + \iint_{AB} h \cos(i) dS_1 + \iiint_W dW \sin(i) =$$

$$\iint_{CD} \frac{v^2}{g} dS_2 + \iint_{C'D'} h \cos(i) dS_2 + \iint_{AB} \frac{(P_2 - P_1)}{\rho g} dS_1 \quad (3.12)$$

expression générale du terme $\iint_S \frac{v^2}{g} dS + \iint_S h \cos(i) dS$

$$F = \iint_S \frac{v^2}{g} dS + \iint_S h \cos(i) dS = \frac{v^2 S}{g} + a S \cos(i)$$

$$F = \frac{Q^2}{g S} + a S \cos(i) \quad (3.13)$$

où S définit la section mouillée

$$S = \frac{d^2}{8} (\rho - \sin \rho) \quad (3.14)$$

a définit la distance du centre de gravité de la section mouillée à la surface libre.

$$a = d \left(\frac{2}{3} \frac{\sin^3(\rho/2)}{\rho - \sin \rho} - \frac{1}{2} \cos(\rho/2) \right) \quad (3.15)$$

avec ρ angle correspondant à une profondeur h dans la conduite (fig 3.8).

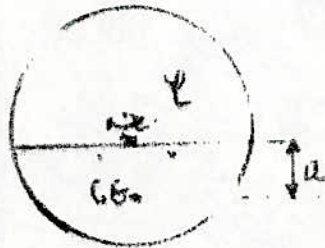


fig 3.8

D'où l'expression générale de F :

$$F = \frac{d^3}{8} \left[\frac{Q^2}{gd^5} \frac{64}{\varphi - \sin\varphi} + \left[\frac{2}{3} \sin^3(\varphi/2) - \frac{1}{2} \cos(\varphi/2)(\varphi - \sin\varphi) \cos(i) \right] \right] \quad (3.16)$$

alors on peut écrire l'équation (3.12) sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} \frac{d^3}{8} \left[\frac{Q^2}{gd^5} \frac{64}{\varphi_1 - \sin\varphi_1} + \left[\frac{2}{3} \sin^3(\varphi_1/2) - \frac{1}{2} \cos(\varphi_1/2) \right. \right. \\ \left. \left. (\varphi_1 - \sin\varphi_1) \cos(i) \right] + w_{12} \sin(i) = \frac{d^3}{8} \left[\frac{Q^2}{gd^5} \frac{64}{\varphi_2 - \sin\varphi_2} + \right. \\ \left. \left[\frac{2}{3} \sin^3(\varphi_2/2) - \frac{1}{2} \cos(\varphi_2/2)(\varphi_2 - \sin\varphi_2) \cos(i) \right] \right. \\ \left. + \frac{d^3}{8} \left[2\pi \frac{\Delta P}{\rho g} \right] \right] \quad (3.17) \end{aligned}$$

w_{12} étant le volume occupé par le fluide entre B(1) et B(2).

Calcul du volume w_{12}

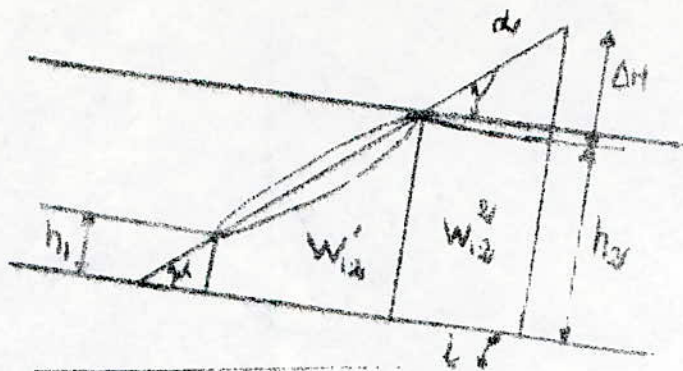


Fig 3.9

Le volume w_{12} est le volume délimité par les surfaces libres, le fond de la conduite et les sections (1) et (2).

Avant de commencer le calcul du volume nous allons émettre deux hypothèses :

1 - Dans la tranche du ressaut la variation de la ligne piézométrique suit une loi linéaire de pente $\text{tg} \alpha$

2 - On considère que la longueur du ressaut L_r est fonction de $(h_1 - h_2)$ et $(Q^2/gd^3, i, h_1)$

on définit $\bar{K} = f(K, i, y_1)$ avec $K = Q^2/gd^3$

\bar{K} est un coefficient qui sera calculer expérimentalement et qui définit la variation de la forme du ressaut en fonction de (K, i, h_1) .

$$\bullet L_r = \bar{K} (y_2 - y_1) \quad (3.18)$$

le volume $w_{12} = w_{12}^1 + w_{12}^2$ (fig 3.9)

Calcul de w_{12}^1

le volume $w_{12}^1 = w_{12a} - w_{12a'}$

fig 3.10

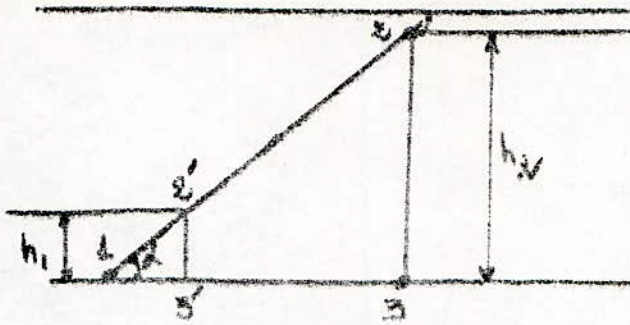


fig 3.10

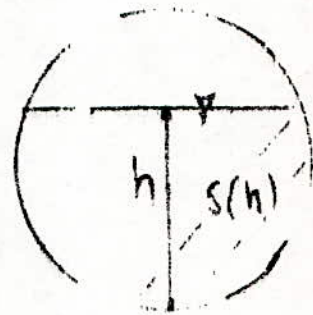
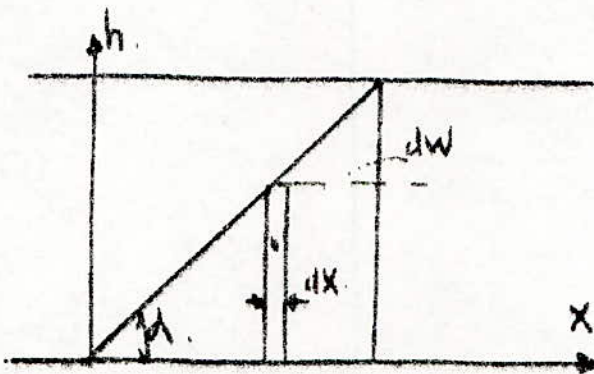


fig 3.11

Considérons un élément de volume dw (fig 3.11) correspondant à une profondeur h donc à une section $S(h)$

$$dw = S(h) dx \Rightarrow w = \int_0^x S(h) dx$$

$$w = \int_0^p S(\rho) dx \quad (3.19)$$

$$S = \frac{d^2}{8} (\rho - \sin \rho)$$

à une valeur x correspondant une valeur h dans le repère (x, h)

$$\bullet \frac{h}{x} = \operatorname{tga} \bullet x = \frac{h}{\operatorname{tga}}$$

$$\text{comme } h = \frac{d}{2} (1 - \cos \varphi/2)$$

$$x = \frac{1}{\operatorname{tga}} \frac{d}{2} (1 - \cos \varphi/2) \quad (3.20)$$

$$dx = \frac{1}{\operatorname{tga}} \frac{d}{2} \left(\frac{1}{2} \sin \varphi/2 \right) d\varphi = \frac{1}{4} \frac{d}{\operatorname{tga}} \sin \varphi/2 d\varphi \quad (3.21)$$

$$\text{donc } w = \frac{d^2}{8} (\varphi - \sin \varphi) \frac{1}{4} \frac{d}{\operatorname{tga}} \sin \varphi/2 d\varphi$$

$$w = \frac{d^2}{32} \frac{1}{\operatorname{tga}} \underbrace{\int_0^\varphi \varphi \sin \varphi/2 d\varphi}_I - \underbrace{\int_0^\varphi \sin \varphi \sin \varphi/2 d\varphi}_{II} \quad (3.22)$$

$$-I = \int_0^\varphi \varphi \sin \varphi/2 d\varphi = \int_0^\varphi 2 \varphi/2 \sin \varphi/2 d\varphi$$

$$\text{posons } \varphi = 2 \theta \bullet d\varphi = 2 d\theta$$

$$I = \int_0^{\varphi/2} 4 \theta \sin \theta d\theta = 4 \left[\sin \varphi/2 - \varphi/2 \cos \varphi/2 \right] \quad (3.23)$$

$$-II = \int_0^\varphi \sin \varphi \sin \varphi/2 d\varphi$$

$$\text{posons } \sin \varphi = \sin 2 \cdot \varphi/2 = 2 \sin \varphi/2 \cos \varphi/2$$

$$\varphi = 2 \theta \bullet d\varphi = 2 d\theta$$

$$II = \int_0^{\varphi/2} 4 \sin^2 \theta \cos \theta d\theta = \frac{4}{3} \sin^3 \varphi/2 \quad (3.24)$$

$$\bullet w = \frac{d^2}{32} \frac{4}{\operatorname{tga}} \left[\sin \varphi/2 - \varphi/2 \cos \varphi/2 - \frac{\sin^3 \varphi/2}{3} \right]$$

$$w = \frac{d^3}{32} \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} f(\rho) \quad (3.25)$$

comme $w_{12}^1 = w_{12B} - w_{12'B}$

$$w_{12}^1 = \frac{d^3}{8} \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} \left[f(\rho_2) - f(\rho_1) \right]$$

comme $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h_2 - h_1}{L_r} = \frac{(h_2 - h_1)}{R (h_2 - h_1)} = \frac{1}{R}$ (3.26)

$$w_{12}^1 = \frac{d^3}{8} \frac{1}{R} \left[f(\rho_2) - f(\rho_1) \right] \quad (3.27)$$

Calcul de w_{12}^2

$$w_{12}^2 = \theta(\rho_2) L_2 = \frac{d^2}{8} (\rho_2 - \sin \rho_2) \quad (3.28)$$

d'autre part on a :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\Delta H}{L_2} = \frac{1}{R} \Rightarrow L_2 = \Delta H R \quad (3.29)$$

donc $w_{12}^2 = \frac{d^2}{8} (\rho_2 - \sin \rho_2) \Delta H R$ (3.30)

avec $\Delta H = \frac{\Delta P}{\rho g} = \frac{P_2 - P_1}{\rho g}$

et le volume $w_{12} = w_{12}^1 + w_{12}^2$ devient

$$w_{12} = \frac{d^3}{8} \bar{K} \left[f(\varphi_2) - f(\varphi_1) + (\varphi_2 - \sin\varphi_2) \frac{\Delta H}{d} \right] \quad (3.31)$$

expression théorique finale du ressaut en charge en pente 1

$$\frac{d^3}{8} \left[K \frac{64}{\varphi_1 - \sin\varphi_1} + \theta(\varphi_1) \cos i \right] + \frac{d^3}{8} \bar{K} .$$

$$\left[f(\varphi_2) - f(\varphi_1) + (\varphi_2 - \sin\varphi_2) \frac{\Delta H}{d} \right] \sin i =$$

$$\frac{d^3}{8} \left[K \frac{64}{\varphi_2 - \sin\varphi_2} + \theta(\varphi_2) \cos i \right] + \frac{d^3}{8} \left[2\pi \frac{\Delta H}{d} \right] \quad (3.32)$$

avec $K = Q^2/gd^3$ $\Delta H = \frac{P_2 - P_1}{\rho g}$

$$\theta(\varphi) = (2/3 \sin^3(\varphi/2) - 1/2 \cos(\varphi/2) (\varphi - \sin\varphi))$$

$$f(\varphi) = \sin(\varphi/2) - \varphi/2 \cos(\varphi/2) - 1/3 \sin^3(\varphi/2)$$

Maintenant à partir de ce cas général nous allons étudier tous les autres cas de ressauts qui lui sont des cas particuliers.

3.3.2 Expression théorique du ressaut en pente "1" avec aval libre

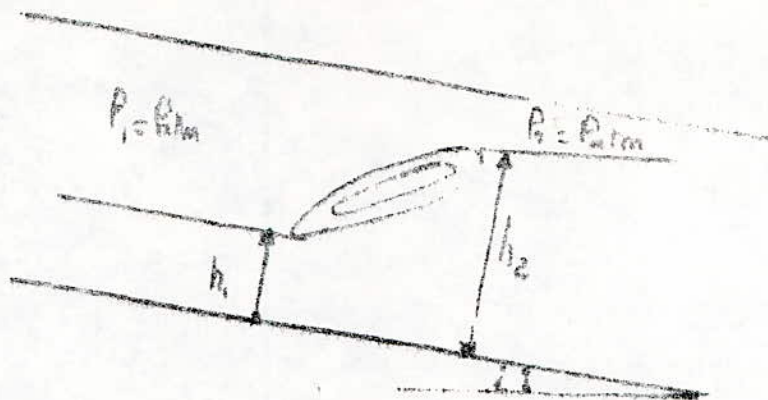


Fig 3.12

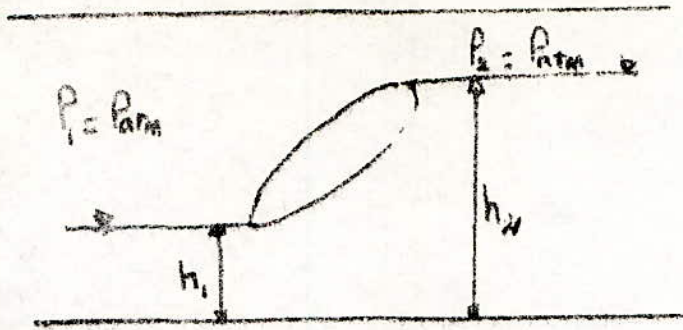
Dans ce cas $\Delta H = \frac{P_2 - P_1}{\rho g} = \frac{P_{atm} - P_{atm}}{\rho g} = 0$

et l'expression du ressaut devient :

$$\frac{d^3}{8} \left[k \frac{64}{\varphi_1 - \sin \varphi_1} + B(\varphi_1) \cos i \right] + \frac{d^3}{8} R \cdot [\tau(\varphi_2) - \tau(\varphi_1)]$$

$$\sin i = \frac{d^3}{8} \left[k \frac{64}{\varphi_2 - \sin \varphi_2} + B(\varphi_2) \cos i \right] \quad (3.33)$$

3.3.3 Expression théorique du ressaut en pente $i = 0$
aval libre



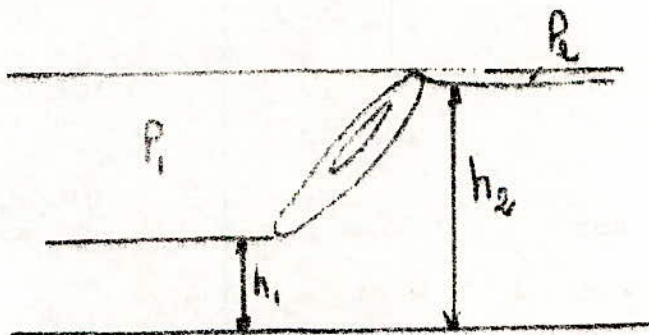
Dans ce cas $\sin i = 0$, $\cos i = 1$

$$P_1 = P_2 \Rightarrow \Delta P = 0 \Rightarrow \Delta H = 0$$

et l'expression générale devient :

$$\frac{d^3}{B} \left[k \frac{64}{\rho_1 - \sin \rho_1} \right] = \frac{d^3}{B} \left[k \frac{64}{\rho_2 - \sin \rho_2} + G(\rho_2) \right] \quad (3.34)$$

3.3.4 Expression théorique du ressaut en pente $i = 0$
aval en charge



$$P_1 \neq P_2$$

Dans ce cas $i = 0$ $\sin i = 0$ $\cos i = 1$

$$P_2 \neq P_1 \quad \Delta H \neq 0$$

donc l'expression générale devient :

$$\frac{d^3}{B} \left[K \frac{64}{\varphi_1 - \sin \varphi_1} + G(\varphi_1) \right] = \frac{d^3}{B} \left[K \frac{64}{\varphi_2 - \sin \varphi_2} + G(\varphi_2) \right] + \frac{d^3}{B} \left[2\pi \frac{\Delta H}{d} \right] \quad (3.35)$$

3.4 Résolution des équations théoriques

La résolution des équations théoriques se fera en considérant le cas $i \neq 0$ puis le cas $i = 0$.

1 - cas $i \neq 0$

Dans ce cas la projection du poids sur l'axe de la conduite est non nulle et par conséquent il faut recourir à l'expérience afin de déterminer sa variation en fonction des paramètres (i, K, h_1) moyennant la variation du coefficient K .

2 - cas $i = 0$

Dans ce cas la projection du poids sur l'axe de la conduite est nulle et par conséquent la résolution de l'équation est possible : connaissant le débit (Q), le diamètre (d) et l'une des deux hauteurs (en général h_1) donc ρ_1 , les équations (3.34) et (3.35) nous permettent de tirer ρ_2 (donc h_2) ou ΔH respectivement pour le ressaut libre et le ressaut en charge.

En raison de leur complexité la résolution de ces équations est fastidieuse et souvent il faut recourir à des méthodes itératives telles que la méthode de Newton ou de Wegstein. Alors dans le souci de pallier à cet inconvénient nous proposons une méthode de calcul basée sur des abaques pratiques afin de rallier rapidité et facilité de calcul.

Etablissement des abaques

La séparation entre l'écoulement fluvial et torrentiel correspond au minimum de l'impulsion F et l'angle ρ critique (ρ_{cr}) correspondant à une profondeur critique h_c s'obtient en écrivant :

$$\frac{\partial F}{\partial \rho} = 0 \quad (3.36)$$

Pour faire le calcul on considère l'impulsion dans la tranche torrentielle

$$F = \left[\frac{Q^2}{gd^5} \frac{64}{\varphi - \sin\varphi} + \frac{2}{3} \sin^3(\varphi/2) - \frac{1}{2} \cos(\varphi/2)(\varphi - \sin\varphi) \right]$$

alors on obtient :

$$F = \frac{1}{4} \sin(\varphi/2)(\varphi - \sin\varphi) - \frac{Q^2}{gd^5} \frac{1 - \cos\varphi}{(\varphi - \sin\varphi)^2} \cdot 64 = 0 \quad (3.37)$$

qui nous donne :

$$\frac{Q^2}{gd^5} = \frac{(\varphi_c - \sin\varphi_c)}{\sin(\varphi_c/2) \cdot 512} \quad (3.38)$$

en fixant h_c/d , la relation $\varphi_c = 2 A \cos(1 - 2 h_c/d)$

nous permet de déterminer φ_c puis de la relation (3.38)

déterminer $K = \frac{Q^2}{gd^5}$. Alors des relations (3.34) et (3.35)

on tire la variation de

$$h_2/d = f(h_c/d, h_1/d)$$

$$\Delta H/d = f(h_c/d, h_1/d)$$

En répétant cette opération nous pouvons construire les abaques (fig 3.15) ressaut libre et (fig 3.16) ressaut en charge.

Utilisation des abaques

- connaissant le débit (Q) et le diamètre (d) on détermine $K = Q^2/gd^5$. Moyennant l'expression (3.38) ou le graphe (3.17) on détermine la valeur lui correspondant h_c/d .

- connaissant l'une des hauteurs conjuguées moyennant les figures (3.15) ou (3.16) on détermine l'autre hauteur.

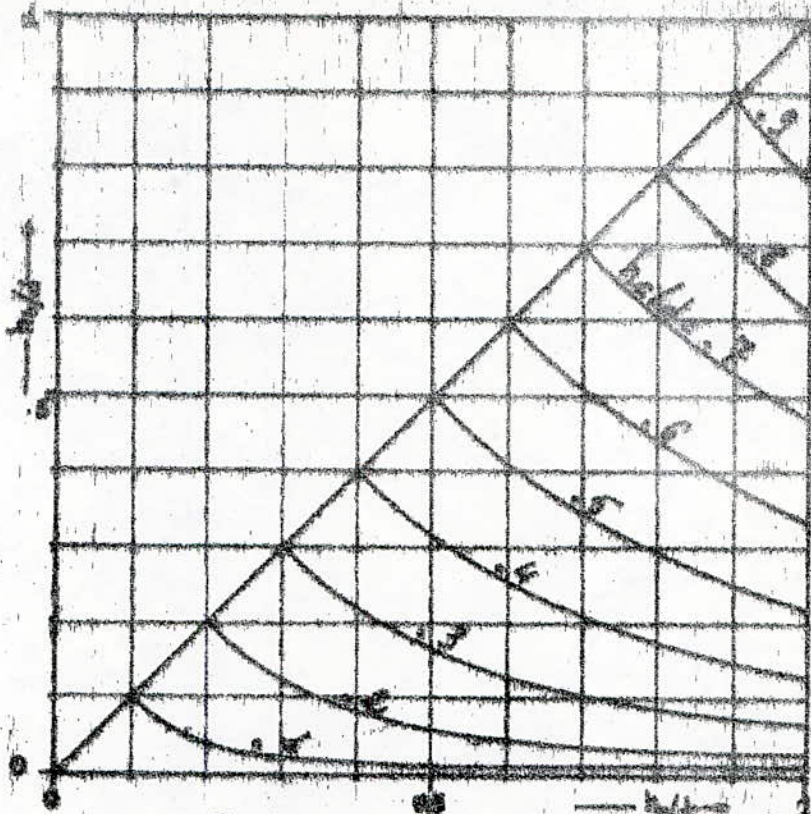


Fig. 21.6 Resaut Libre $h_2/d = f(h_0/d, h_1/d)$

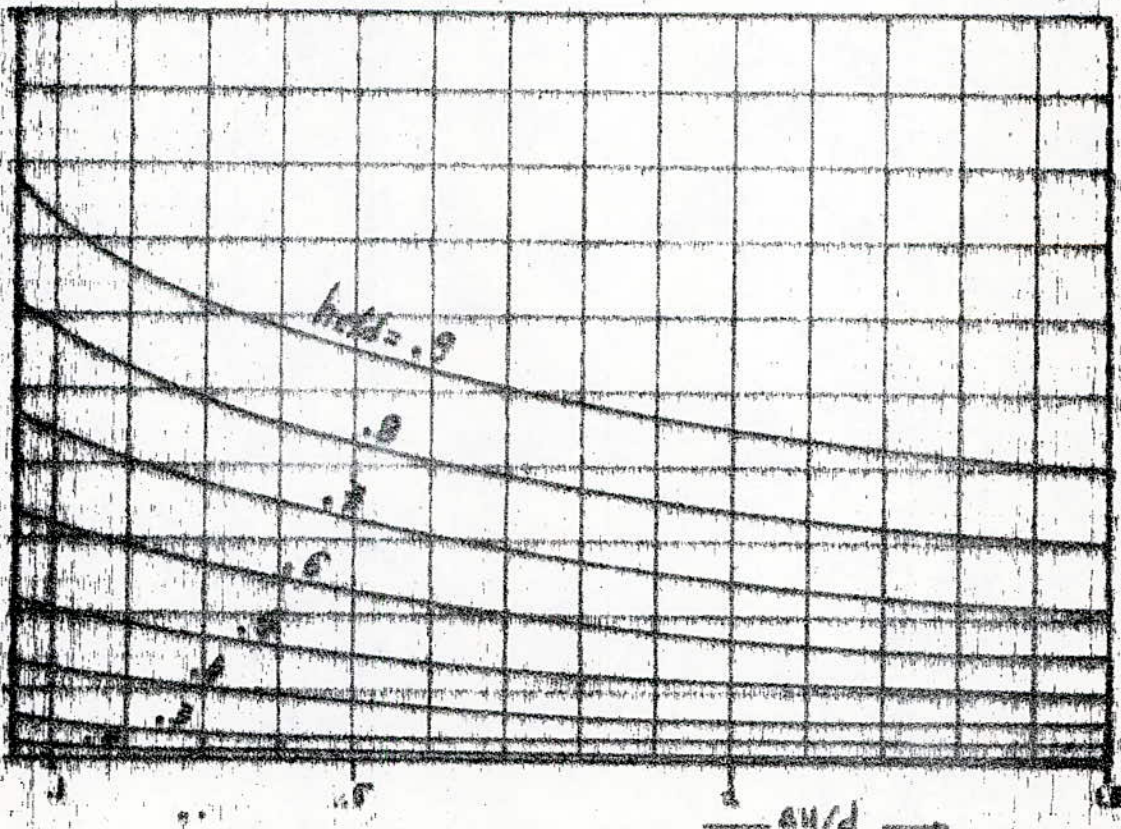


Fig. 21.8 Resaut Forcé $\Delta H/d = f(h_0/d, h_1/d)$

Remarque : comme on le voit sur la figure 3.17, la courbe de $Q^2/gd^5 = f(h_c/d)$ tend asymptotiquement vers 1 ceci signifie que : la profondeur limite est égale au diamètre, uniquement dans le cas d'un débit infini, autrement dit l'écoulement dans un profil complètement circulaire en charge se trouve toujours en régime fluvial.

On retrouve le même résultat en considérant la vitesse de propagation des ondes

$$W = \sqrt{g B / R} \quad (3.39)$$

B : largeur du plan d'eau

$$B = d \sin \varphi/2$$

Pour une section circulaire on a :

Remarque : comme on le voit sur la figure 3.17, la courbe de $Q^2/gd^5 = f(h_c/d)$ tend asymptotiquement vers 1 ceci signifie que : la profondeur limite est égale au diamètre.

$$W = \sqrt{g \frac{d^2/B (\varphi - \sin\varphi)}{d \sin(\varphi/2)}} \quad (3.40)$$

pour la section pleine on a $\varphi = 2\pi$ et $\sin\varphi = 0$ de sorte que la vitesse de propagation des ondes devient infinie $W \rightarrow \infty$. Comme pour un écoulement torrentiel la vitesse doit être au moins égale à la vitesse de propagation des ondes ce qui ne peut donc se produire que pour un débit infini.

$$V \geq W \rightarrow Q \rightarrow \infty$$

ce qui est pratiquement impossible donc l'écoulement dans

B : largeur du plan d'eau

$$B = d \sin \varphi/2$$

Pour une section circulaire on a :

une conduite circulaire fermée pleine ne peut jamais être
torrentiel.

CHAPITRE 4

MODELISATION

4.1 Introduction

Dans la pratique moderne presque tous les nouveaux types de constructions que ce soient un pont à longue portée, un barrage, un évacuateur de crue, même un avion sont construits à partir d'un modèle qui a été établi, testé, revu et retesté plusieurs fois et cette confiance du projecteur à l'expérimentation est une conséquence de l'incertitude des calculs souvent, longs, complexes, et compliqués.

Frequemment pour des raisons d'économie le modèle est plus petit que le prototype et tous les principes qui conditionnent le dimensionnement correct, le mode de construction et l'interprétation des résultats d'essais de ces modèles englobent la théorie de la similitude.

Les principaux objectifs de la similitude sont d'établir les relations nécessaires pour permettre des prévisions sûres à partir d'observations sur modèles, et d'établir le type de relation existant entre les variables indiquées dans n'importe quel phénomène physique.

Comparaison entre le modèle réduit physique et le modèle mathématique sur ordinateur:

Dans ce domaine capital de la recherche et de la construction où l'ordinateur a acquis énormément de crédibilité, la compétition est à l'extrême. Evidemment dès qu'un programme assez universel existe l'ordinateur devient imbattable sur le plan des délais et de la précision, mais l'ordinateur a besoin des lois physiques explicitées analytiquement, alors que le modèle physique les prends en compte de façon globale et implicite.

4.2 Analyse dimensionnelle

La théorie de la similitude qui est la base du dimensionnement et de l'analyse des modèles peut être développée à partir de l'analyse dimensionnelle. Et chacun sait qu'à partir de p grandeurs physiques mesurables intervenant dans le phénomène, l'analyse dimensionnelle permet de définir $p-3$ groupements sans dimension qui doivent

être conservées en passant de l'ouvrage grandeur nature ou prototype au modèle réduit et réciproquement. La connaissance des relations existantes entre ces grandeurs est parfois suffisante pour prévoir la loi du phénomène étudié.

Présentation des données physiques

Comme nous l'avons dit précédemment notre travail consiste à étudier l'écoulement tantôt à surface libre tantôt en charge dans une galerie d'un évacuateur de grue dont les paramètres principaux sont résumés dans le schéma suivant d'où nous pourrions tirer et classer les paramètres suivants : fig.4.1

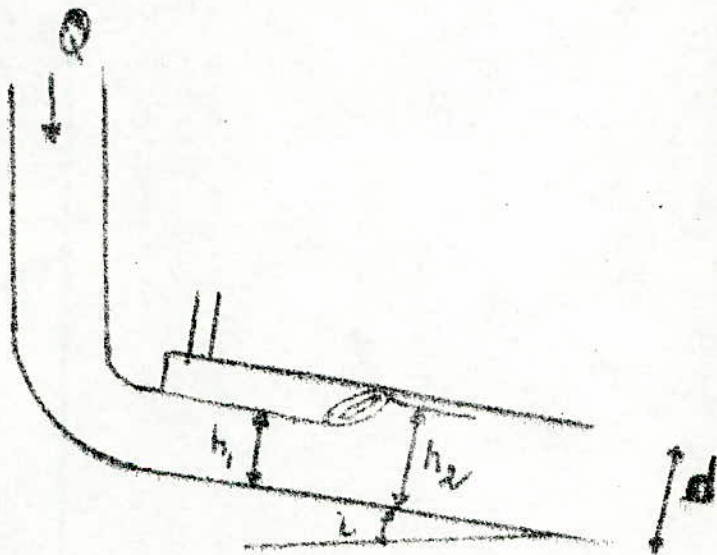


fig 4.1

1 - La description de la galerie : pente i , diamètre d .

2 - La description du fluide :

la masse volumique ρ de l'eau

la viscosité dynamique η de l'eau

3 - L'accélération de la pesanteur g

4 - Les conditions d'écoulement :

le débit d'eau Q

les hauteurs torrentielles et fluviales h_1 et h_2

A ces grandeurs physiques mesurables on ajoute le paramètre sans dimension \bar{K} dépendant de ces dernières.

Ceci nous permet d'écrire la relation dimensionnelle homogène :

$$f (D, l, \eta, g, Q, h_1, h_2, \bar{K}) = 0 \quad (4.1)$$

A partir de cette relation homogène le théorème des π de Vaschy - Buckingham nous permet d'écrire la relation entre grandeurs sans dimensions :

$$y (h_1/d, h_2/d, Q^2/gd^3, \rho Q/d\eta, \bar{K}, l) = 0 \quad (4.2)$$

4.3 Similitude

Pour que notre étude soit valable et que nos résultats puissent être extrapolés il faut satisfaire les conditions de similitude.

4.3.1 Définition

Entre un prototype et un modèle il existe une similitude, si les rapports de toutes les caractéristiques géométriques et physiques relatives au prototype et au modèle sont constants en tout point.

4.3.2 Conditions de similitude

Pour examiner l'écoulement que nous étudions dans ses deux phases : écoulement à surface libre, écoulement en charge, nous utilisons l'équation de Navier - Stokes et l'équation de continuité.

L'équation de Navier - Stokes s'écrit sous la forme générale :

$$\frac{1}{\rho} \text{grad } p = \vec{F} - \vec{\gamma} + \nu \Delta \vec{v} \quad (4.3)$$

qui exprime la relation entre les différentes forces s'exerçant sur la particule liquide de masse unité.

$$\frac{1}{\rho} \text{grad } p = \text{force de pression}$$

$$\vec{F} = \text{force extérieure}$$

$$-\vec{\gamma} = \text{force d'inertie résultant du mouvement}$$

$$\nu \Delta \vec{v} = \text{force de viscosité}$$

l'expression (4.3) peut s'écrire sous la forme :

$$\frac{d\vec{v}}{dt} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial r} - \vec{g} - \nu \Delta \vec{v} = 0 \quad (4.4)$$

le fluide étant incompressible $\Rightarrow \rho = \text{constante}$ (4.4)

d'autre part le fluide étant Newtonien et incompressible ce qui implique :

$$\frac{d\vec{v}}{dt} = 0 \quad (4.5)$$

$$\text{et } \frac{d\vec{v}}{dt} = \frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \vec{r}} \left[\frac{v^2}{2} \right] + \left[\frac{\partial}{\partial \vec{r}} \wedge \vec{v} \right] \wedge \vec{v} \quad (4.7)$$

en remplaçant (4.7) dans (4.4) on obtient :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \vec{r}} \left[\frac{v^2}{2} \right] + \left[\frac{\partial}{\partial \vec{r}} \wedge \vec{v} \right] \wedge \vec{v} \\ + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial \vec{r}} - \vec{g} - \nu \Delta \vec{v} = 0 \end{aligned} \quad (4.8)$$

Maintenant nous voulons écrire l'équation (4.8) sous la forme adimensionnelle. Pour cela nous allons procéder aux transformations suivantes :

- soit D une dimension linéaire caractéristique de l'écoulement étudié, alors au lieu des variables x, y, z nous prendrons les variables

$$x^* = \frac{x}{D}, \quad y^* = \frac{y}{D}, \quad z^* = \frac{z}{D} \quad \text{et} \quad \vec{r}^* = \frac{\vec{r}}{D}$$

- on peut définir une vitesse caractéristique en un point déterminé V . Le temps peut être ramené à la quantité $T = \frac{D}{V}$ qui est homogène à un temps.

- de même on peut définir une pression caractéristique

Alors l'ensemble des variables réduites s'écrivent :

$$\vec{r}^* = \frac{\vec{r}}{D} \quad \Leftrightarrow \quad \vec{r} = D \vec{r}^*$$

$$\vec{v}^* = \frac{\vec{v}}{D} \quad \Leftrightarrow \quad \vec{v} = D \vec{v}^*$$

$$t^* = \frac{t}{T} \quad \Leftrightarrow \quad t = T t^*$$

(4.7)

$$p^* = \frac{p}{P} \quad \Leftrightarrow \quad p = P p^*$$

$$\vec{g}^* = \frac{\vec{g}}{g} \quad \Leftrightarrow \quad \vec{g} = g \vec{g}^*$$

Ces nouvelles variables étant sans dimensions, nous pouvons effectuer les changements dans l'équation (4.6). Alors on obtient :

$$\frac{V}{T} \frac{\Delta \vec{v}^*}{\Delta t^*} + \frac{V^2}{D} \left[\frac{\partial}{\partial \vec{r}^*} \left(\frac{\vec{v}^*{}^2}{2} \right) + \left(\frac{\partial}{\partial \vec{r}^*} \Lambda \vec{v}^* \right) \Lambda \vec{v}^* \right]$$

$$+ \frac{P}{D \rho} \frac{\partial p^*}{\partial \vec{r}^*} - \frac{V V}{D^2} \Delta \vec{v}^* - g \vec{g}^* = 0$$

(4.10)

en multipliant l'équation (4.10) par $\frac{D}{V^2}$ on obtient :

$$\frac{D}{V T} \frac{\partial v^2}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial r} \left[\frac{v^2}{2} \right] + \left[\frac{\partial}{\partial r} \Delta v^2 \right] \Delta v^2 + \frac{\rho}{\rho V^2} \frac{\partial p}{\partial r} - \frac{\nu}{V D} \frac{\partial v^2}{\partial r} - \frac{D g}{V^2} = 0 \quad (4.11)$$

Dans cette équation, on a :

$\frac{D}{V T} = H_0$ nombre d'homochronie
(isochronisme, simultanéité)

$\frac{\rho}{\rho V^2} = Eu$ nombre d'Euler

$\frac{D V}{\nu} = Re$ nombre de Reynolds

$\frac{V^2}{D g} = F$ nombre de Froude

ainsi l'équation (4.11) pourra s'écrire sous la forme suivante :

Dans cette équation, on a :

$\frac{D}{V T} = H_0$ nombre d'homochronie

(isochronisme, simultanéité)

$\frac{\rho}{\rho V^2} = Eu$ nombre d'Euler

$\frac{D V}{\nu} = Re$ nombre de Reynolds

$$\rho \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\rho v^2}{2} \right) + \left(\frac{\partial}{\partial r} \Delta v \right) \Delta v$$

$$+ \mu \frac{\partial^2 v}{\partial r^2} - \frac{1}{\rho_0} \Delta v - \frac{1}{F} \frac{\partial v}{\partial t} = 0 \quad (4.12)$$

Remarque : de la même manière l'équation de continuité nous donnera :

$$\frac{v}{D} \frac{\partial v}{\partial t} = 0$$

qui ne nous ramène aucune information supplémentaire.

De la même manière que pour le prototype on peut écrire une équation correspondante pour le modèle (indice "m").

$$\rho_m \frac{\partial v_m}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\rho_m v_m^2}{2} \right) + \left(\frac{\partial}{\partial r} \Delta v_m \right) \Delta v_m$$

$$+ \mu_m \frac{\partial^2 v_m}{\partial r^2} - \frac{1}{\rho_{m0}} \Delta v_m - \frac{1}{F_m} \frac{\partial v_m}{\partial t} = 0 \quad (4.13)$$

Remarque : de la même manière l'équation de continuité nous donnera :

Pour que les écoulements soient homologues il faut que les solutions adimensionnelles soient identiques. D'où qui ne nous ramène aucune information supplémentaire.

De la même manière que pour le prototype on peut écrire une équation correspondante pour le modèle (indice "m").

H_c = H_c
E_u = E_u
R_s = R_s
F_s = F_s

(4,14)

Conditions initiales et conditions aux limites :

L'écoulement étant permanent, dans ce cas l'expérience montre qu'il est indépendant des conditions initiales et seules les conditions aux limites doivent être prises en compte.

Ces conditions aux limites doivent être prises sur les parois limitant l'écoulement en fixant les vitesses et les pressions.

Remarques :

Pour constituer une similitude complète, il faut réaliser l'égalité de tous les produits sans dimension, ce qui est impossible. Mais dans chaque cas étudié certains facteurs sont moins importants que d'autres. Ce qui nous permet de choisir la condition de similitude prépondérante lui correspondant et ainsi réaliser une similitude restreinte.

4.3.3 Application des conditions de similitude

A travers l'expérience on observe que la similitude de Reech - Froude est très fréquemment utilisée dans les études sur modèles réduits en particulier dans les cas d'écoulement à surface libre sur des ouvrages courts (exemples : réservoir, chute, ressaut, ...) où le frottement visqueux à la paroi ne joue qu'un rôle très faible devant la pesanteur, la pression, et l'inertie ce qui correspond bien à notre cas.

Dans notre cas le ressaut est étudié sur une distance relativement courte, (limitée par S(1) et S(2)) variant en moyenne de 30 à 80 cm caractérisé par une brusque surrelévation de la profondeur d'où une prépondérance des forces d'inertie et les forces de pesanteur sur les forces de viscosité. Ce qui nous permet d'utiliser seulement la similitude de Reynolds-Froude.

Pour ce qui est du nombre d'Euler

$$Eu = \frac{p}{\rho V^2}$$

on constate que la pression peut être exprimée dans le cas d'un écoulement permanent par $p = \rho V^2$

alors on obtient : $Eu = \frac{\rho V^2}{\rho V^2} = 1$

donc le nombre d'Euler ne dépend pas des grandeurs caractéristiques du système il est satisfaisant automatiquement.

Conclusion :

A partir de la relation homogène

$$f(D, l, \eta, \rho, g, h_1, h_2, \bar{K}) = 0$$

le théorème des II de Vaschy - Buckingham nous a donné la relation

$$\psi(h_1/d, h_2/d, g^2/gd^3, \rho g/d\eta, \bar{K}, l) = 0$$

La condition de similitude nous a fait ressortir les nombres

d'Euler (Eu), Reynolds (Re), Froude (F) qui peuvent s'écrire en considérant le diamètre (d) de la conduite comme dimension linéaire caractéristique de l'écoulement.

$$Eu = \frac{p}{\rho v^2}$$

$$Re = \frac{d v}{\nu}$$

$$F = \frac{v^2}{g d}$$

où le nombre adimensionnel prépondérant est F

D'autre part on constate que les termes

$\rho Q / d \eta$: rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité, $\rho Q / d \eta = Re (\pi / 4)$

$Q^2 / g d^5$: rapport des forces d'inertie aux forces de pesanteur, $Q^2 / g d^5 = F (\pi / 4)^2$

h_1 et h_2 sont interdépendantes (hauteurs conjuguées du ressaut) donc on peut négliger l'une d'entre elles (h_2).

Alors en prenant toute ces considérations l'expression (4.2) devient :

$$\psi (h_1/d, Q^2/gd^5, i, K,) = 0$$

d'où la possibilité de représenter

$$K = g (h_1/d, i, Q^2/gd^5)$$

CHAPITRE 5

LE MODELE EXPERIMENTAL

5.1 Conception

Le modèle réduit expérimental a été conçu de façon à se rapprocher au maximum des conditions de fonctionnement réelles d'une galerie d'un évacuateur de crues. Fonctionnement et disposition que nous allons illustrer par les schémas suivants :

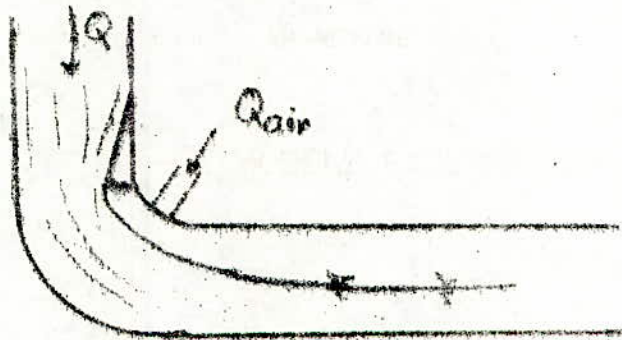


fig 5.1 aération avant coude

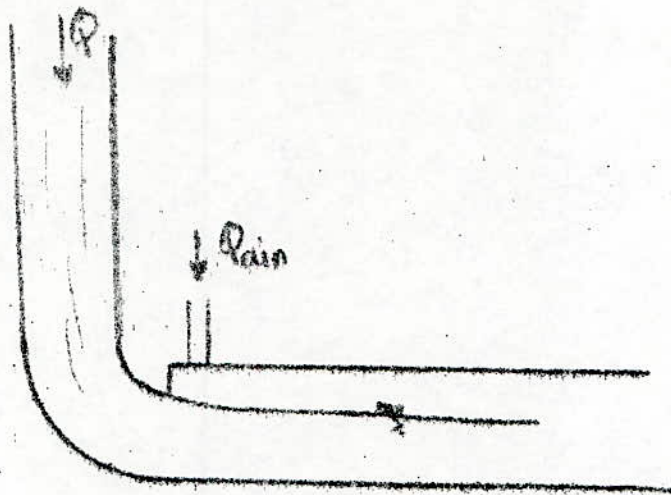


fig 5.2/ aération apres coude

Il existe deux façons d'aérer la lame d'eau soit de réaliser le déflecteur dans le puits vertical et l'aération soit dans le coude ou avant coude, soit réaliser le déflecteur à l'entrée de la galerie avec l'aération juste après (fig a, fig b).

Dans la pratique c'est le deuxième cas qui est le plus rencontré de part la facilité d'exécution et la meilleure aération. Pour cela, nous allons opter pour la deuxième solution.

Dans ce deuxième cas nous pouvons rencontrer trois types d'écoulements principaux :

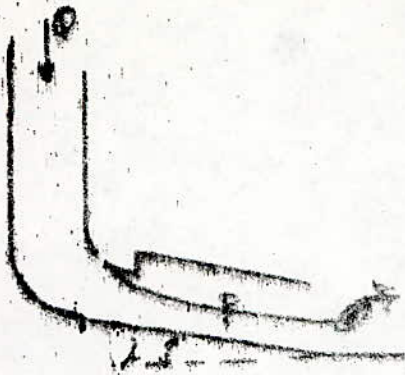


fig 5.3 ressaut à l'extérieur.

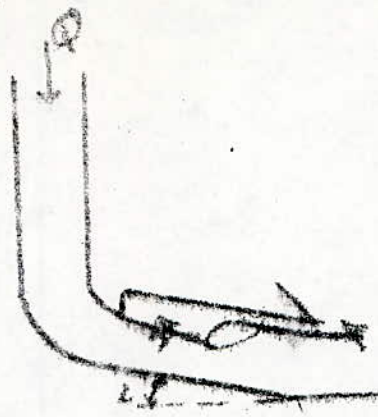


fig 5.4 ressaut à l'intérieur Libre

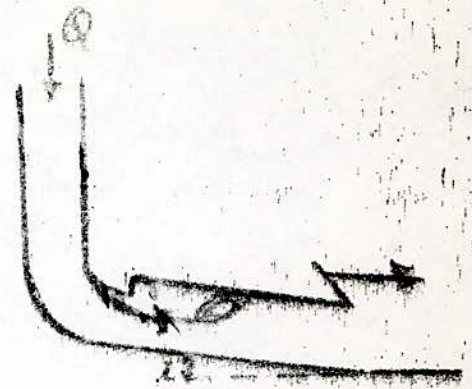


fig 5.5 ressaut à l'intérieur forcé

Donc nous devons réaliser un modèle pour reproduire le plus fidèlement le phénomène où :

- la pente serait variable
- le débit Q variable
- h_1 (hauteur torrentielle) variable
- h_2 (hauteur aval) variable

Enfin nous avons opté pour modèle schématisé en figure

(fig 5.6)

5.2 Dimensionnement

Le modèle est conçu pour une étude générale d'un phénomène en grandeurs adimensionnelles et non pas pour un

cas précis où le respect des dimensions devient une obligation. Néanmoins, nous avons veillé à respecter l'ordre de grandeur pratique habituel

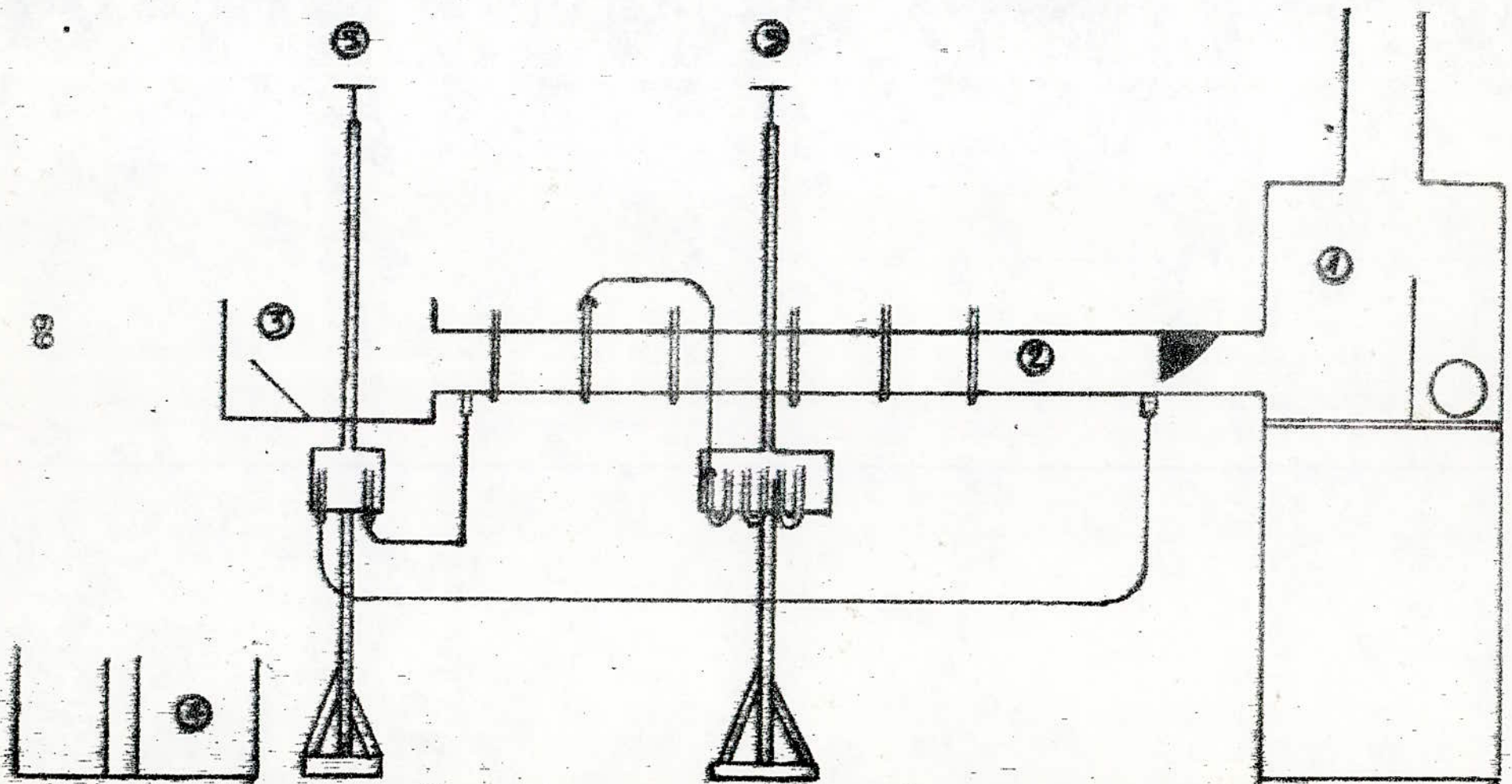
Dans la pratique les diamètres des galeries varient entre 5 et 12 mètres avec une prépondérance entre 7 et 10 mètres. D'autre part les échelles courantes varient entre 1 et 1/200. Nous, nous avons pris le diamètre disponible de 100 mm qui correspond à une échelle de 1/70 à 1/100 ce qui est correct et habituel.

5.3 Description du modèle

Le modèle est constitué de 5 principales parties (voir fig 5.8.)

1 - la cuve d'alimentation

C'est une cuve d'alimentation et de mise en charge. La conduite assurant l'alimentation de la cuve du réseau se prolonge à l'intérieur et est perforée sur toute sa surface latérale, elle est suivie d'une plaque verticale perforée elle aussi sur toute sa surface, ceci pour assurer une bonne tranquillisation. Sur le front, la cuve est munie d'un dispositif pour le montage des conduites de 100 mm et de 150 mm de diamètre.



69

Fig 5.6 Schéma d'ensemble du mobile

2 - la conduite

C'est une conduite en plexiglass pour pouvoir visualiser le phénomène à étudier reliée à l'amont à la cuve et à l'aval au bassin de restitution. Deux conduites peuvent être utiliser :

- Ø 100 mm, longueur 2 m

- Ø 150 mm, longueur 2 m

- À l'amont de la conduite (à l'entrées) se fixent les déflecteurs de profondeurs variables (a).

- Juste après le déflecteur se trouve un orifice suffisamment grand pour assurer une bonne aération de la lame d'eau.

- Le long de la conduite sont disposées des prises pression avec tubes de lecture fixés à la conduite même. Un système combiné nous permet de mesurer différentes pressions (pression par rapport à la pression atmosphérique, hauteur d'eau, surpression lors du ressaut en charge)

3 - Le bassin de restitution

C'est un bassin dans lequel se jette l'eau en sortant de la conduite. Il est muni d'un volet à inclinaison variable permettant le réglage de la hauteur d'eau dans le bassin et par conséquent la création du ressaut dans la conduite.

4 - Le débitmètre

Il est constitué d'un bassin d'amortissement dans lequel se jette l'eau en sortant du bassin de restitution relié à un canal rectangulaire par deux plaques verticales perforées assurant la tranquillisation et se termine à l'aval par un déversoir à paroi mince étalonnée pour la mesure des débits par mesure de la hauteur d'eau au dessus du sommet.

5 - Les potences

Deux potences en bois l'une supportant la conduite l'autre le bassin de restitution, munies de tiges filetées, nous permettent le réglage de la pente.

5.3 Réalisation

Il est constitué d'un bassin d'amortissement dans lequel se jette l'eau en sortant du bassin de restitution relié à un canal rectangulaire par deux plaques verticales perforées assurant la tranquillisation et se termine à l'aval par un déversoir à paroi mince étalonnée pour la mesure des débits par mesure de la hauteur d'eau au dessus du sommet.

Le modèle que nous proposons a été entièrement conçu et réalisé par le candidat au laboratoire du département hydraulique de l'E.N.F avec la collaboration de l'atelier de géniermécanique et de l'atelier de menuiserie. Tous les éléments sont réalisés en plexiglass afin de pouvoir visualiser les écoulements.

5 - Les potences

Deux potences en bois l'une supportant la conduite l'autre le bassin de restitution, munies de tiges filetées, nous permettent le réglage de la pente.

74

5.3 Réalisation

Il est constitué d'un bassin d'amortissement dans lequel se jette l'eau en sortant du bassin de restitution relié à un canal rectangulaire par deux plaques verticales perforées assurant la tranquillisation et se termine à l'aval par un déversoir à paroi mince étalonnée pour la mesure des débits par mesure de la hauteur d'eau au dessus du sommet.

Le modèle que nous proposons a été entièrement conçu et réalisé par le candidat au laboratoire du département hydraulique de l'E.N.F avec la collaboration de l'atelier de géniermécanique et de l'atelier de menuiserie. Tous les éléments sont réalisés en plexiglass afin de pouvoir visualiser les écoulements.

5.4 Instrument de mesures

Les grandeurs mesurables dans notre manipulation sont du nombre de trois.

α : la pente i

P : les pressions et hauteurs d'eau le long de la conduite

Q : le débit Q

α - mesure et réglage de la pente " i "

Deux prises sont disposées sous la conduite à une distance fixée $l = 167$ cm et reliées chacune séparément à une lire graduée par un tube flexible. Connaissant la pente " i " désirée on calcule la différence Δh nécessaire entre les deux niveaux de la lire. Un réglage des potences nous permet de régler cette différence et donc la pente " i ". Pour faire cela la conduite sera vide uniquement les tubes flexibles seront plein d'eau (fig 5.7)

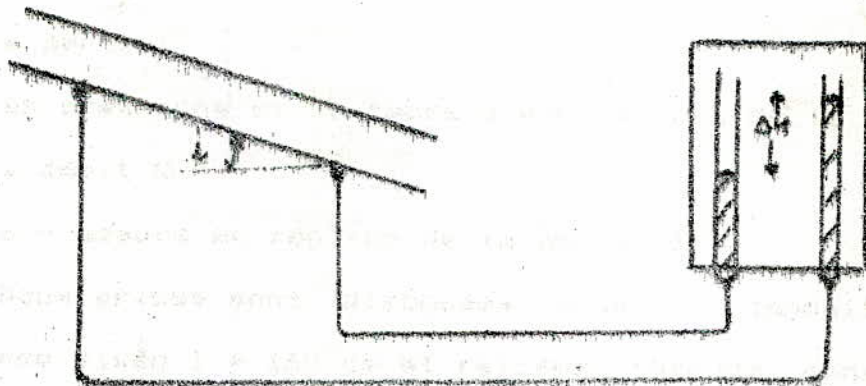


fig 5.7. mesure de la pente (i)

5 - mesure de la hauteur d'eau et des pressions

La réglage et la mise au point de ce système de mesure se sont fait en deux principales étapes. Initialement, les prises de pressions disposées sous la conduite étaient espacées de 20 cm l'une de l'autre et étaient reliées chacune, par un tube flexible assez fin de longueur variant entre 3 et 5 m, à un piézomètre et tous les piézomètres étaient disposés sur un tableau unique pour faciliter la lecture (fig 5.8).

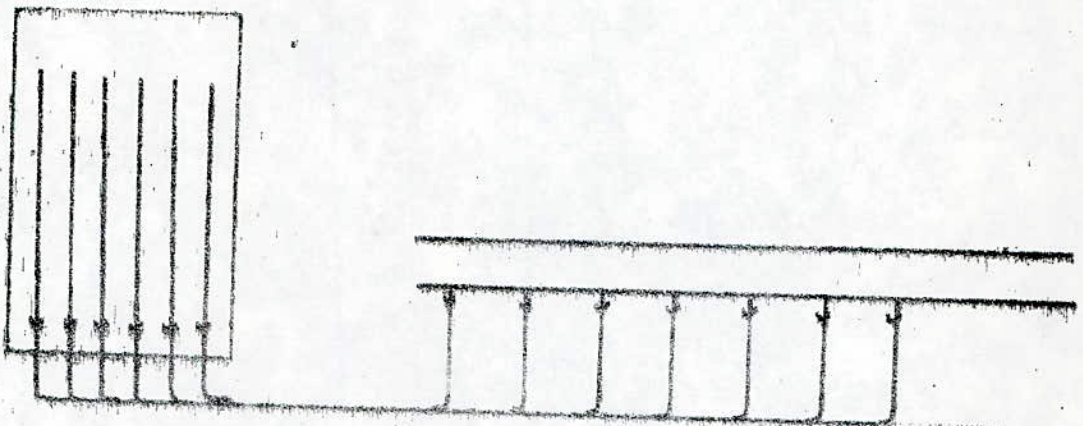


fig 5.8 Disposition initiale du système de mesure des pressions

Mais après les premières séries de mesure cette disposition s'est révélée incorrecte car elle introduisait plusieurs impressions dues à l'espacement des prises et à la longueur des flexibles.

- espacement des prises : vu le mode d'exploitation décidé après plusieurs essais (c.a.d reconstitution du profil du raseau sous forme d'image à partir des différentes hauteurs mesurées) l'espacement a été jugé trop grand car il induisait une erreur approximative de 10% sur la longueur du raseau et la jonction des points mesurés (hauteurs) ne permettait pas d'approcher de façon fiable le profil du raseau. Pour cela nous avons décidé de ramener cet espacement à 10 cm donc augmenter le nombre de prises et ainsi ramener la précision sur la longueur du raseau de 10 à 5%.

- longueur du flexible : cette longueur importante nous a introduit des erreurs (écarts) importantes (de l'ordre de 5 mm) par rapport à la hauteur réelle h. Ceci est dû :

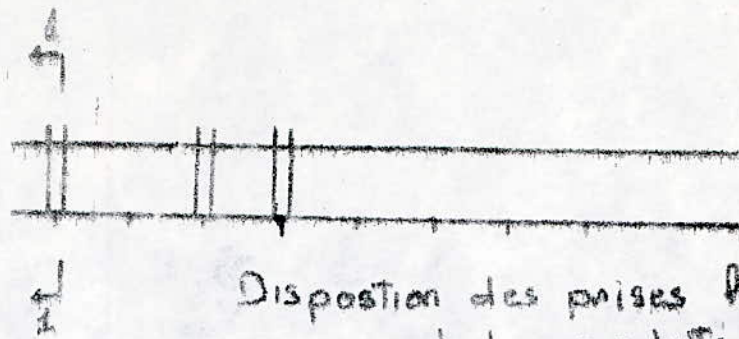
à la présence de bulles d'air difficiles à enlever
et aux tensions capillaires.

Pour cela nous avons décidé de relier chaque prise à un manomètre fixé par un support sur la conduite même et relié par une très courte longueur de flexible (environ 10 cm) (fig 5.9).

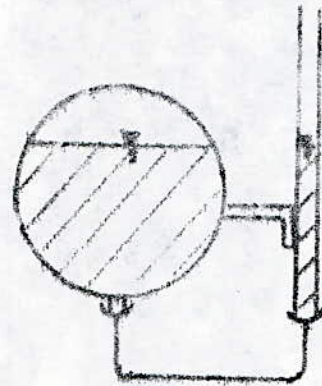
la jonction des points mesurés (hauteurs) ne permettait pas d'approcher de façon fiable le profil du raseau. Pour cela nous avons décidé de ramener cet espacement à 10 cm donc augmenter le nombre de prises et ainsi ramener la précision sur la longueur du raseau de 10 à 5%.

- longueur du flexible : cette longueur importante nous a introduit des erreurs (écarts) importantes (de l'ordre de 5

mm) par rapport à la hauteur réelle h. Ceci est dû à la présence de bulles d'air difficiles à enlever et aux tensions capillaires.



Disposition des prises le long de la conduite.



coupe 1-1

Fig 5.9 Disposition d'un piézomètre

Cesme nous avons constaté lors des essais que lors du ressaut en charge le liquide n'occupait pas toute la section de la conduite. Nous avons envisagé un système qui nous permet de mesurer en 2 étapes :

1 - la pression $P^* = P_0 + \rho g h$ (fig 5.10)

P_0 : surpression

h : hauteur d'eau

2 - la pression $P = \rho g h$ (fig 5.11)

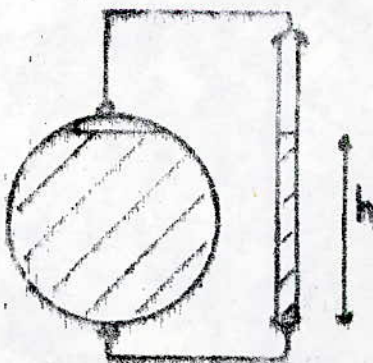
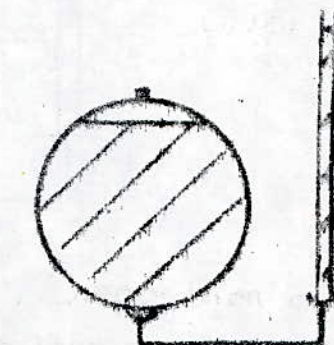


Fig 5.10 mesure de $P = \rho g h$



75

Fig 5.11 mesure de $P^* = P_0 + \rho g h$

De plus comme dans les équations théoriques, intervient le terme $(P_2 - P_1)$, P_1 étant la pression dans la tranche torrentielle et P_2 la pression dans la tranche fluviatile. Nous avons relié les prises supérieures de la zone fluviatile et la zone torrentielle à un manomètre différentiel qui nous permet de mesurer par lecture directe ce $\Delta P = P_2 - P_1$ (fig 5.12). D'autre part nous avons créé une aération abondante afin de maintenir la pression dans la tranche torrentielle égale à la pression atmosphérique (un montage différentiel nous permet de vérifier ça) donc en prenant comme référence la pression atmosphérique nous mesurons une deuxième fois la surpression P_0 . Tout ce système a été conçu afin de diminuer les erreurs de mesures.

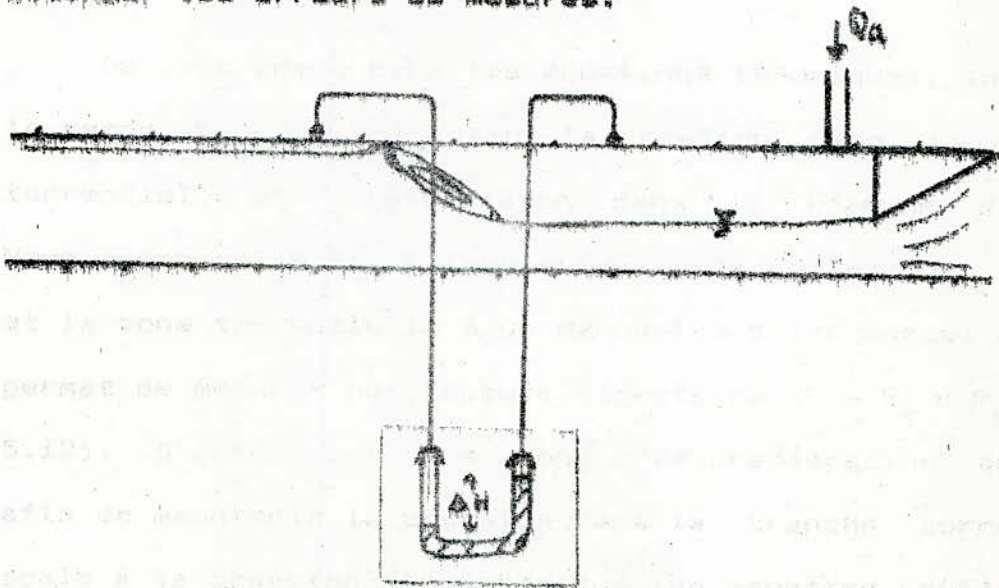


fig 5.12 Mesure de $\Delta H = \frac{\Delta P}{\rho g}$.

5 - mesure du débit

La mesure du débit se fait par mesure de la hauteur de la lame d'eau passant au dessus d'un déversoir triangulaire étalonné. Les dimensions du déversoir proprement dit ont été déterminées suivant la formule de Gourley

$$Q = 1,32 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} h^{2,47}$$

Q = débit [m³/s]

h = charge [m]

α = angle au sommet [rd]

en respectant les conditions suivantes :

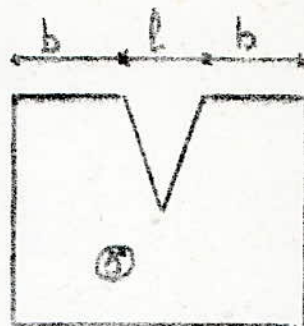
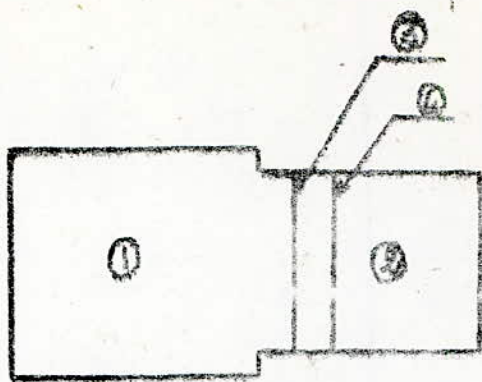
1. en prenant α relativement petit de telle façon qu'à chaque variation même petite du débit on ait une variation notable de h et par conséquent une bonne précision.

2. afin d'éviter d'avoir un modèle trop grand nous avons dimensionné de sorte qu'il puisse évacuer facilement un débit de 10 l/s sous une charge de 25 cm maximale.

3. la sur-largeur doit être supérieure au 3/4 de la largeur de l'échancrure $l \rightarrow b > (3/4) l$ voir fig 5.13.

- étalonnage du déversoir

L'étalonnage a été fait expérimentalement et à chaque débit Q passant par l'appareil correspond une charge (h) et ainsi nous disposons d'une série de valeurs (Q, h). Cette série nous a permis d'établir la loi $Q = f(h)$ moyennant un ajustement puissance : $Q = 0,0087 h^{2,87}$ h est en cm et Q en



① bassin d'amontissement

④ plaque perforée à mi-hauteur

② canal

⑤ Doyenon métallique.

③ Plaque entièrement perforée

Fig 5.13 Détail de l'appareil de mesure des débits

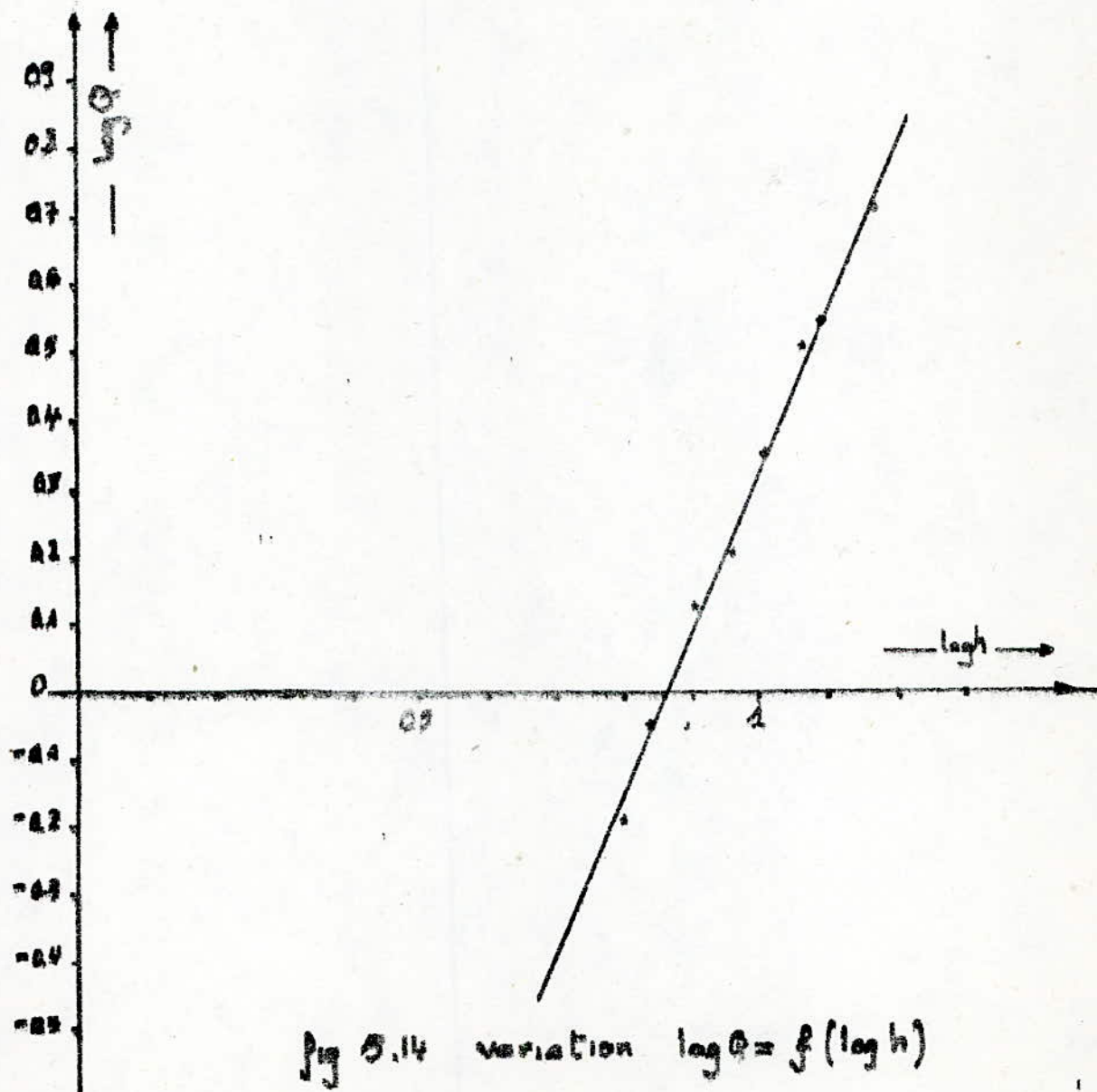


Fig 5.14 variation $\log Q = f(\log h)$

1/3 avec un coefficient de corrélation $r = 0,9989$

$$Q = 0,0087 h^{2,87}$$

fig 5.14.

5.3 Fonctionnement

L'alimentation en eau du modèle est branchée sur le réseau du laboratoire qui fonctionne en circuit fermé.

1 - Description d'une mesure

Pour un déflecteur donné

- on règle la pente i
- on règle la charge, donc un débit Q
- On règle la hauteur dans le bassin de restitution

afin de provoquer le ressaut voulu (libre, ou en charge),

remarque : on veille à provoquer le ressaut dans la région pour pouvoir comparer plus aisément.

- on mesure les différentes hauteurs et pressions
- on mesure le débit

Puis on augmente le débit jusqu'au débit admissible. Une fois Q_{max} atteint on refait la même chose pour une autre pente jusqu'à la pente maximale fixée. Une fois la pente maximale atteinte on change de déflecteur et on refait les mesures suivant le même canevas.

2 - Plage de Variation des paramètres mesurables

Une fois que le modèle a été réalisé, plusieurs essais ont été effectués afin de déterminer leurs plages de variation.

- pente "i"

Les premiers essais effectués nous montrent que pour une pente inférieure à 1% ($0 < i < 1\%$) les résultats sont sensiblement égaux à ceux de pente $i = 0\%$. De même que ces essais nous ont montré que pour une pente supérieure à 10%, d'entrée (dès le début pour des débits faibles) le ressaut est en charge. Pour cela nous avons pris pour pentes les valeurs suivantes :

$i = 0, 1, 2, 3, 4, 5$, et 10%

- déflecteur h_1

Les déflecteurs choisis sont au nombre de trois correspondant chacun à une hauteur $h_1 = 23$ mm, 40 mm, 44 mm, et 60 mm.

- le débit Q

Une enquête sur 63 cas de barrages à travers le monde nous a révélé que le nombre de Froude F défini dans la tranche torrentielle, variant de 1,0 à 7,0 avec dans [4]

90% des cas $F \leq 3$

85% des cas $F \leq 3$

En prenant ces informations, lors de nos expériences

pour obtenir faire varier le débit de telle façon que les ordres de grandeurs de F soient vérifiés.

En déterminant le nombre de Froude par

$$F = \frac{V}{\sqrt{g d_s / 3}}$$

d_s = section mouillée

B = largeur du plan d'eau

$$d_s = \frac{d^2}{2} (\pi - \sin \alpha)$$

$$B = d \sin \alpha / 2$$

$$\alpha = 2 \arccos (1 - 2h/d)$$

$$\text{et } K = Q^2 / g d^5$$

on obtient :

$$h_1/d = 0,23$$

pour obtenir	$Q = 1,1/m$	$F = 1,03$	$K = 0,010$
ordres de grandeur	$Q = 3,2$	$F = 3,9$	$K = 0,1048$

En déterminant le nombre de Froude par

$$h_1/d = 0,46$$

	$Q = 3$	$F = 1,44$	$K = 0,09$
	$Q = 7$	$F = 3,36$	$K = 0,500$

B = largeur du plan d'eau

$$h_1/d = 0,6$$

	$Q = 4,5$	$F = 1,30$	$K = 0,20$
	$Q = 7$	$F = 2,02$	$K = 0,5$

On constate que pour le débit disponible $Q_{max} = 1/m$

on obtient :

et les dimensions proposées, les ordres de grandeurs des cas pratiques sont respectés. Donc le débit varie d'environ 1 l/s à 5 l/s avec $K = Q^2/gd^5$ variant approximativement de 0,01 à 0,5.

et les dimensions proposées, les ordres de grandeurs des cas pratiques sont respectés. Donc le débit varie d'environ 1 l/s à 5 l/s avec $K = Q^2/gd^5$ variant approximativement de 0,01 à 0,5.

fig 6.2 pour $h_1/d = 0,40$

fig 6.3 pour $h_1/d = 0,46$

fig 6.4 pour $h_1/d = 0,60$

On constate que les points expérimentaux décrivent des droites dans le cas du ressaut forcé ($\Delta h/d = f(K)$) et des courbes dans le cas du ressaut libre ($h_2/d = f(K)$). Ces droites et ces courbes ont été tracées en les faisant passer par le maximum de points. Les points expérimentaux présentant des écarts importants par rapport à celles-ci (droites, courbes) ont été jugés aberrants et ont été éliminés, ils ne sont ni représentés dans les graphes ni repris dans les tableaux. Dans ce cas les coefficients de corrélation calculés sont proches de l'unité, variant de 0,97 à 0,99.

Remarque : A travers le nombre important de séries de mesures effectuées correspondant à ($i, h_1/d, Q$) nous avons pu confirmer le constat des essais précédents concernant la section aval dans le cas du ressaut forcé. La profondeur occupée par l'air a été évalué à 5% du diamètre (d).

droites et ces courbes ont été tracées en les faisant passer par

6.2 Analyse des résultats expérimentaux

présentent des écarts importants par rapport à celles-ci

Cette analyse sera faite pour les deux cas $i = 0$ and

$i \neq 0$.

droites et ces courbes ont été tracées en les faisant passer par

Remarque : A travers le nombre important de séries de

mesures effectuées correspondant à ($i, h_1/d, Q$) nous avons

pu confirmer le constat des essais précédents concernant la

section aval dans le cas du ressaut forcé. La profondeur

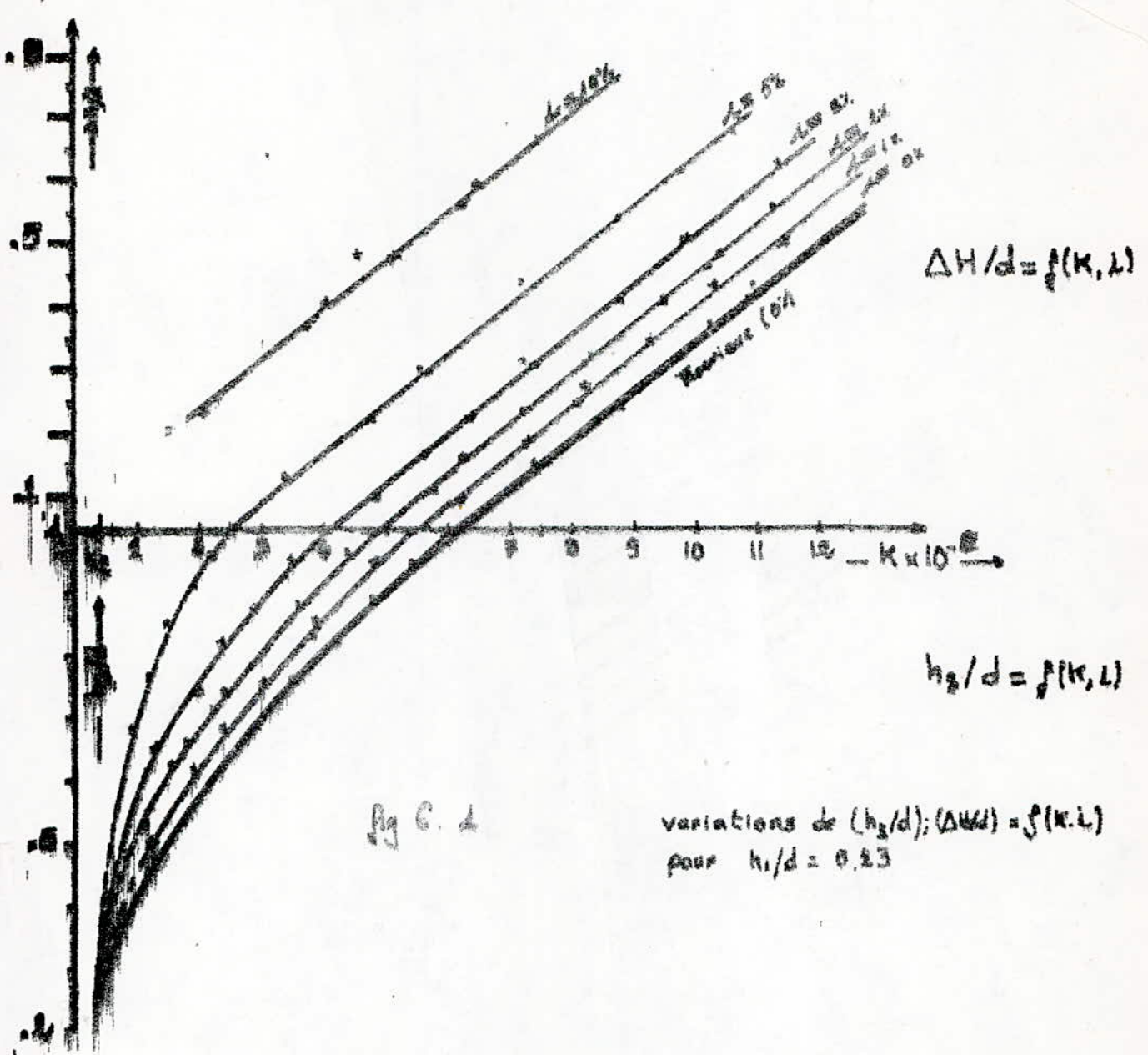


Fig. 6. 1

variations de $(h_2/d); (\Delta H/d) = f(K, L)$
 pour $h_1/d = 0.23$

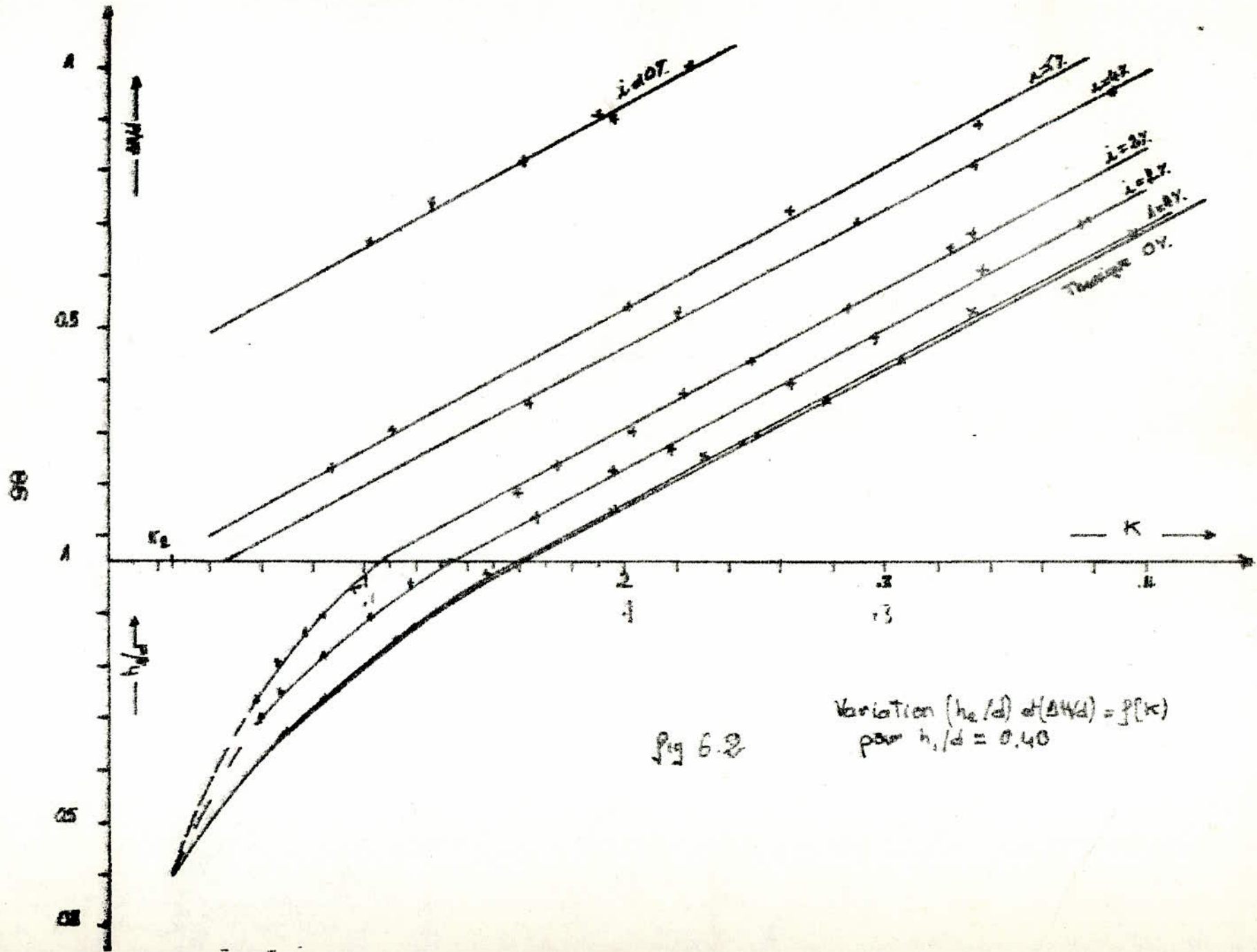


Fig 6.2

Variation $(\frac{h_e}{d})$ of $(\frac{\Delta H}{d}) = f(K)$
 pour $\frac{h_1}{d} = 0.40$

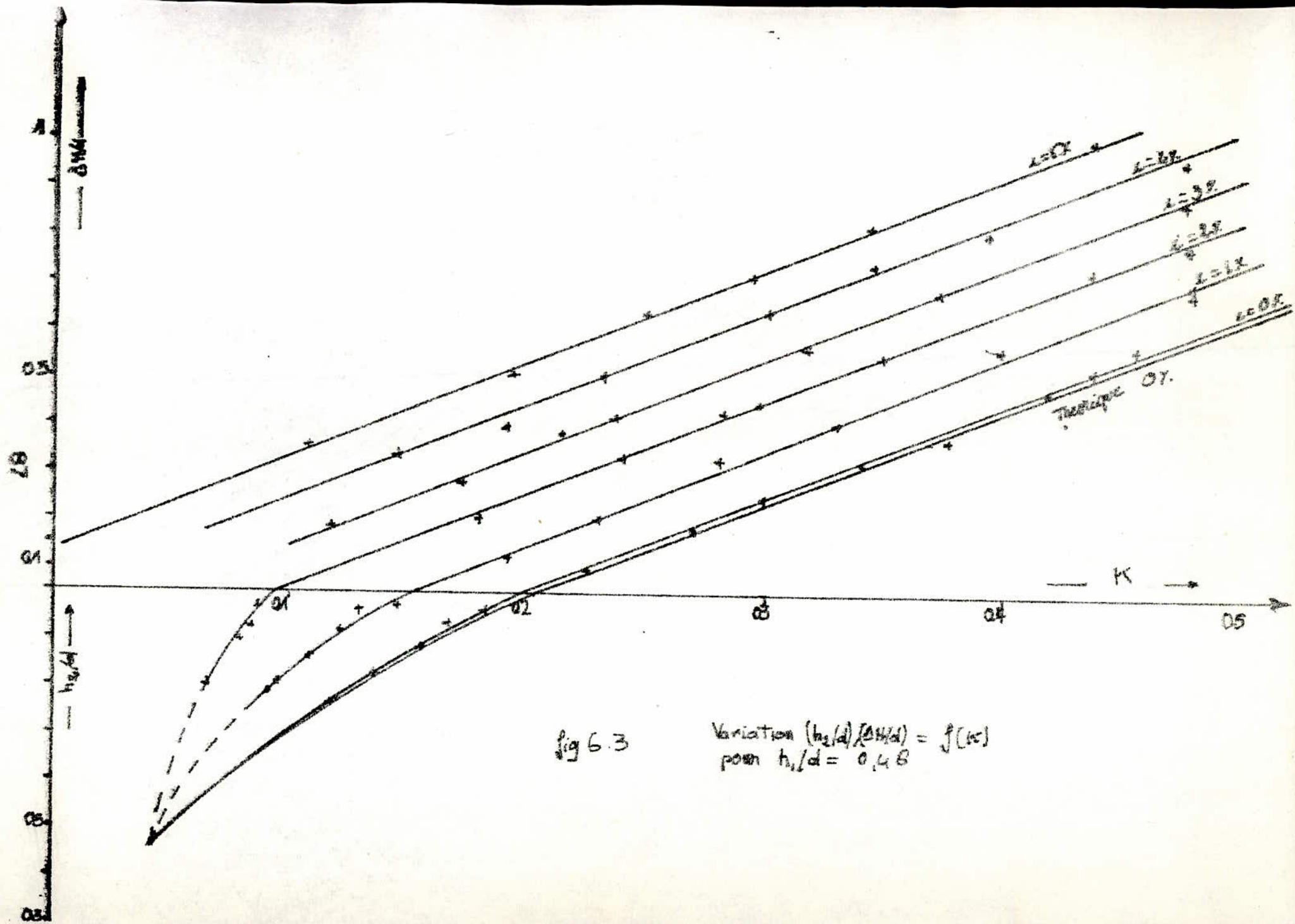


fig 6.3

Variation $(h_2/d) / (\Delta H/d) = f(K)$
 pour $h_1/d = 0.48$

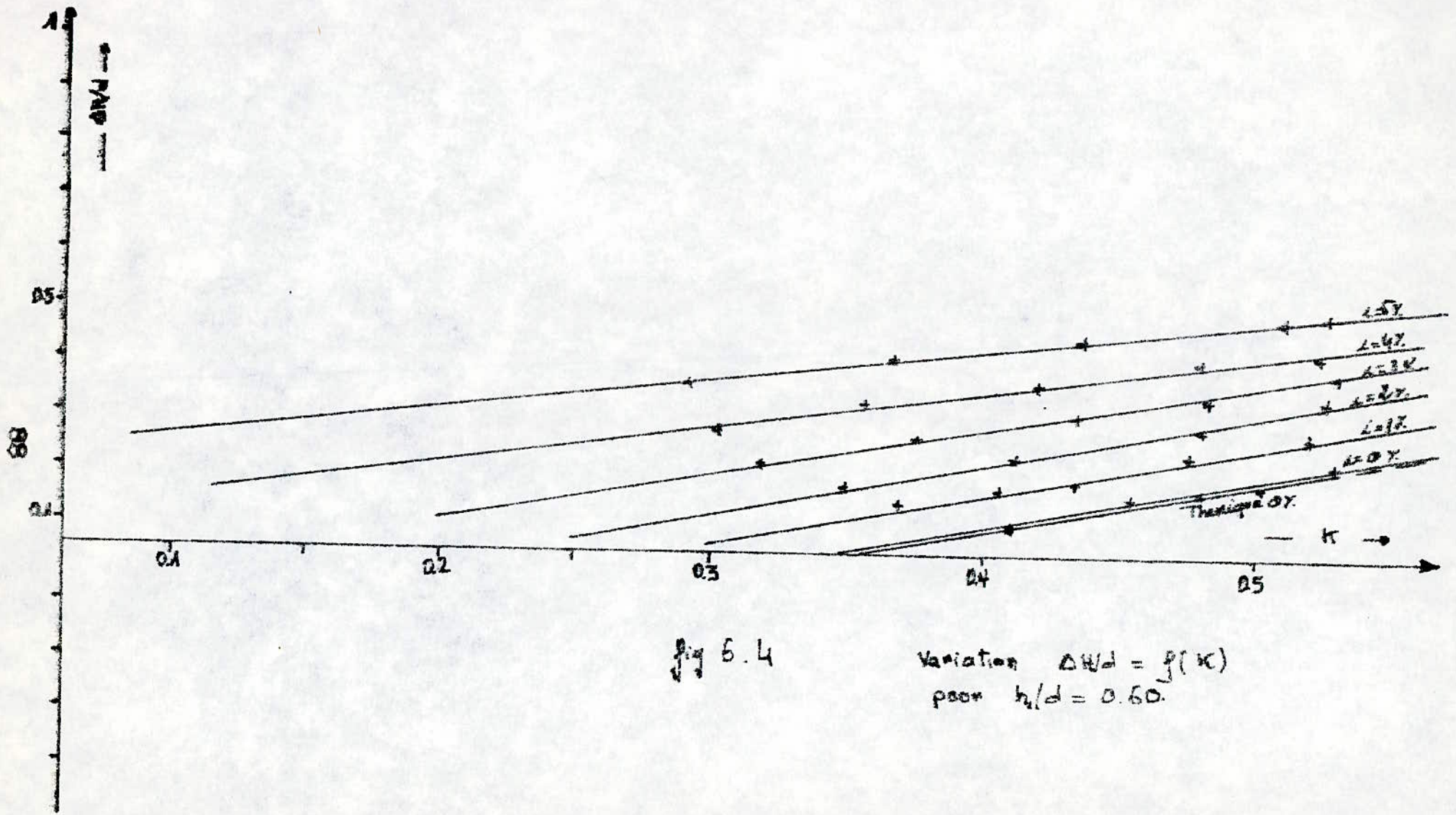


Fig 6.4

Variation $\Delta W/d = f(\kappa)$
 for $h_1/d = 0.60$.

Cas $\alpha = 0$

Dans ce cas la projection du poids sur l'axe longitudinal est nulle, ce qui permet de résoudre l'équation théorique proposée et de la représenter sur le même graphe aussi bien pour le ressort libre que le ressort forcé.

Afin de faire une comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales nous avons dressé les tableaux 6.1, 6.2, 6.3 et 6.4.

La comparaison de ces courbes théoriques et expérimentales fait ressortir les constatations suivantes :

- Les courbes expérimentales et théoriques présentent la même allure et obéissent à la même loi de variation.
- Il existe une légère différence entre ces deux courbes. Pour un même débit (Q) (donc coefficient $K = Q^2/gd^5$), on constate que les valeurs expérimentales de h_1/d et $\Delta h/d$ sont supérieures aux valeurs théoriques. Toutefois cette différence reste en moyenne inférieure à 5%.

Cette différence peut provenir aussi bien des mesures que du fait que l'expérience prend implicitement tous les phénomènes (complexes) intervenants, qui ne peuvent être explicités analytiquement ou qui ont été négligés. De cette comparaison on peut que globalement l'équation théorique proposée est conforme aux résultats expérimentaux et que le

Tableau 6.1 $h_1/d = 0,23$

Reculat forcé

Q [l/s]	K	$\Delta H/d$ exp	$\Delta H/d$ théo	Δ	$\Delta(\Delta H)/\Delta H$
0,72	0,074	0,140	0,135	0,005	3,70 %
0,96	0,088	0,235	0,240	-0,005	2,08 %
1,00	0,090	0,270	0,260	0,010	3,85 %
1,19	0,102	0,370	0,350	0,020	5,71 %
1,28	0,108	0,410	0,400	0,010	2,50 %
1,45	0,119	0,490	0,480	0,010	2,08 %
1,62	0,069	0,100	0,095	0,005	5,26 %
1,30	0,109	0,430	0,405	0,025	6,17 %

Reculat libre

Q [l/s]	K	h_2/d exp	h_2/d théo	Δ	$\Delta(h_2/d)/(h_2/d)$
1,34	0,018	0,565	0,555	0,010	2,70 %
1,51	0,023	0,623	0,620	0,010	1,60 %
1,87	0,035	0,760	0,750	0,010	1,33 %
2,04	0,042	0,810	0,820	-0,010	1,22 %
2,16	0,047	0,885	0,870	0,005	0,57 %
2,32	0,054	0,940	0,930	0,010	1,08 %
2,42	0,059	0,980	0,970	0,010	1,03 %

Tableau 6.2 $h_2/d = 0,40$

Ressaut forcé (0% en charge)

Q [l/s]	K	$\Delta H/d$ exp	$\Delta H/d$ théo	$\Delta(\Delta H)$	$\Delta(\Delta H)/\Delta H$
4,42	0,196	0,150	0,145	0,005	3,44 %
4,79	0,230	0,245	0,230	0,015	6,42 %
4,95	0,245	0,280	0,270	0,010	3,70 %
5,25	0,276	0,355	0,350	0,005	1,43 %
5,49	0,302	0,435	0,430	0,005	1,16 %
5,65	0,320	0,530	0,505	0,025	4,95 %
6,25	0,391	0,660	0,670	0,010	1,49 %
6,04	0,365	0,600	0,595	0,005	0,84 %

Ressaut libre

Q [l/s]	K	h_2/d exp	h_2/d théo	Δ	$\Delta(h_2/d)/(h_2/d)$
2,53	0,064	0,650	0,640	0,010	1,56 %
2,84	0,081	0,715	0,710	0,005	0,70 %
3,36	0,113	0,855	0,840	0,015	1,79 %
3,64	0,133	0,915	0,900	0,005	0,56 %
3,84	0,148	0,980	0,960	0,020	2,09 %
3,72	0,139	0,880	0,870	0,010	1,15 %

Tableau 6.3 $h_1/d = 0,46$

Repassaut forcé

Q [l/s]	K	$\Delta h/d$ exp	$\Delta h/d$ théo	$\Delta(\Delta h)$	$\Delta(\Delta h)/\Delta h$
4,75	0,226	0,095	0,090	0,005	5,36 %
5,19	0,270	0,185	0,175	0,010	5,71 %
5,47	0,300	0,245	0,235	0,010	4,26 %
5,83	0,340	0,330	0,315	0,015	4,74 %
6,13	0,376	0,370	0,385	-0,015	3,90 %
6,47	0,419	0,475	0,470	0,005	1,06 %
6,61	0,437	0,525	0,510	0,015	2,94 %
6,88	0,474	0,570	0,545	0,025	4,59 %

Repassaut libre

Q [l/s]	K	h_2/d exp	h_2/d théo	Δ	$\Delta(h_2/d)/(h_2/d)$
3,42	0,117	0,760	0,750	0,010	1,33 %
3,48	0,136	0,830	0,820	0,010	1,22 %
3,95	0,156	0,880	0,865	0,015	1,73 %
4,09	0,168	0,935	0,910	0,025	2,75 %
4,26	0,182	0,960	0,950	0,010	1,05 %

Q [l/s]	K	$\Delta h/d$ exp	$\Delta h/d$ théo	$\Delta(\Delta h)$	$\Delta(\Delta h)/\Delta h$
4,75	0,226	0,095	0,090	0,005	5,36 %
5,19	0,270	0,185	0,175	0,010	5,71 %
5,47	0,300	0,245	0,235	0,010	4,26 %
5,83	0,340	0,330	0,315	0,015	4,74 %
6,13	0,376	0,370	0,385	-0,015	3,90 %
6,47	0,419	0,475	0,470	0,005	1,06 %
6,61	0,437	0,525	0,510	0,015	2,94 %
6,88	0,474	0,570	0,545	0,025	4,59 %

Repassaut libre

Q [l/s]	K	h_2/d exp	h_2/d théo	Δ	$\Delta(h_2/d)/(h_2/d)$
3,42	0,117	0,760	0,750	0,010	1,33 %
3,48	0,136	0,830	0,820	0,010	1,22 %
3,95	0,156	0,880	0,865	0,015	1,73 %
4,09	0,168	0,935	0,910	0,025	2,75 %
4,26	0,182	0,960	0,950	0,010	1,05 %

Tableau 6.4 $h_1/d = 0,60$

Repassat forcé

Q [l/s]	K	ΔH/d exp	ΔH/d theo	Δ(ΔH)	Δ(ΔH)/ΔH
6,47	0,419	0,110	0,108	0,008	4,76 %
6,74	0,455	0,160	0,155	0,008	3,23 %
6,92	0,480	0,170	0,165	0,008	3,03 %
7,08	0,502	0,175	0,183	-0,010	5,41 %
7,20	0,528	0,220	0,215	0,008	2,33 %

Tableau 6.4 $h_1/d = 0,60$

Repassat forcé

Q [l/s]	K	ΔH/d exp	ΔH/d theo	Δ(ΔH)	Δ(ΔH)/ΔH
6,47	0,419	0,110	0,108	0,008	4,76 %
6,74	0,455	0,160	0,155	0,008	3,23 %
6,92	0,480	0,170	0,165	0,008	3,03 %
7,08	0,502	0,175	0,183	-0,010	5,41 %
7,20	0,528	0,220	0,215	0,008	2,33 %

modèle réduit physique reproduit assez fidèlement le phénomène étudié.

cas $i \neq 0$

Dans ce cas la projection du poids sur l'axe de la conduite est non nulle et de ce fait la résolution immédiate de l'équation proposée n'est pas possible car il faut recourir à l'expérimentation pour déterminer la variation du coefficient \bar{K} et par conséquent la comparaison entre la théorie et l'expérience n'est pas possible. L'analyse globale des courbes expérimentales nous montre que les paramètres ($i, K, h_1/d$) influencent indépendamment les uns des autres la variation de h_2/d , et $\Delta H/d$.

- influence de la pente (i)

Pour une valeur de h_1/d et K fixées on constate que h_2/d et $\Delta H/d$ augmentent proportionnellement à (i). De même qu'on constate que la mise en charge de la conduite a lieu pour des débits (K) plus faibles pour des valeurs de (i) croissantes.

- influence de K (débit "Q")

On constate que h_2/d et $\Delta H/d$ sont proportionnelles à K , ceci quelque soit la pente (i) et h_1/d .

- influence de h_1/d

Pour une valeur de " i " et " K " fixées on constate que

h_2/d et $\Delta H/d$ sont proportionnelles à h_1/d . De même qu'on constate que la mise en charge est inversement proportionnelle à h_1/d .

6.3 Exploitation des résultats expérimentaux

1 - Des graphes (fig 6.1 à fig 6.4) on peut tirer la valeur de la pente (i_{limite}) correspondant à la valeur de (K_{limite}) pour chaque valeur de h_1/d et représenter $i_1 = f(h_1/d)$ fig 6.5. (K_1) est déterminé par la verticale passant par $h_1/d = h_2/d$. Ce graphe nous permet, connaissant h_1/d et i de déterminer le type de ressaut qu'on peut avoir. Par exemple :

- $i = 6\%$ et $h_1/d = 0,5$ le ressaut sera en charge d'entrée
- $i = 6\%$ et $h_1/d = 0,3$ le ressaut peut être en charge ou libre.

2 - D'autre part, de ces mêmes graphes (fig 6.1 à 6.4) on peut tirer les valeurs de k correspondant à la mise en charge pour chaque pente i et représenter $i = f(K)$ ceci pour chaque valeur de h_1/d fig 6.6. Ces graphes nous donnent une information qualitative concernant le type de ressaut (libre ou forcé) connaissant ($h_1/d, i, K$). La représentation de

Tableau 6.5 Tableau de variation de $i_1 = f(h_1/d)$

h_1/d	i_1 (%)
0,23	8,66
0,40	4,57
0,46	4,12
0,60	3,08

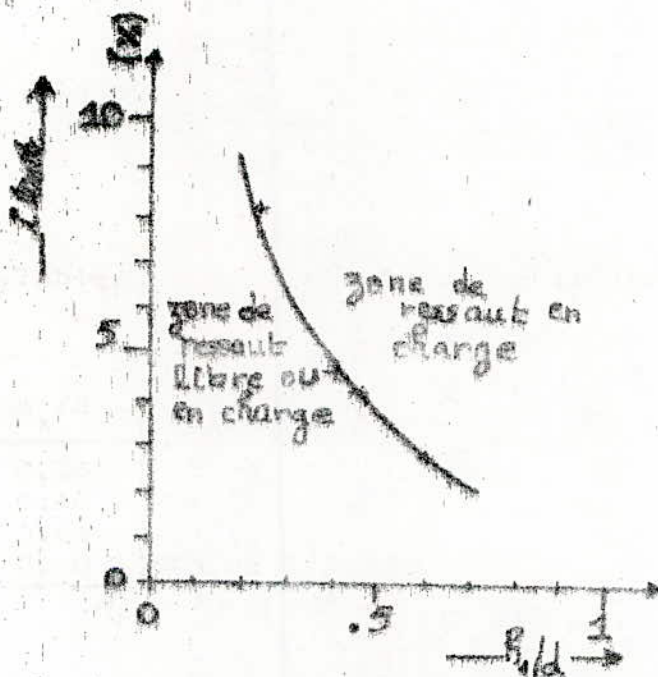
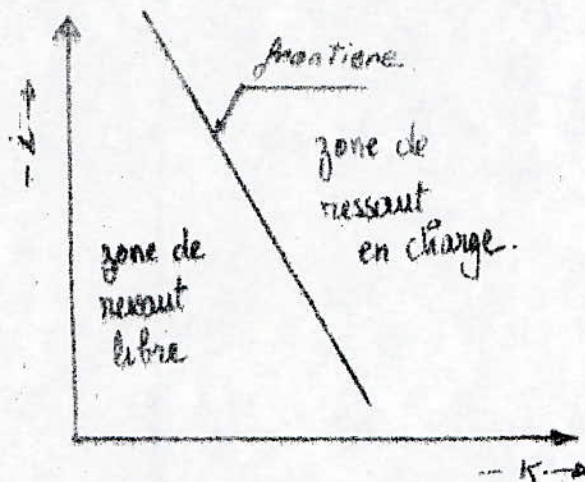


Fig 6.5 $i_1(h_1/d) = f(h_1/d)$

ces points expérimentaux nous donne des droites. À gauche de chaque droite correspond la zone de ressaut libre et à droite la zone de ressaut forcé.



$$L = f(K)$$

exemple :

Pour $h_0/d = 0,6$

$i = 2\%$ $K = 0,2$ on obtient un ressaut libre.

$i = 2\%$ $K = 0,4$ on obtient un ressaut forcé.

De même que ce graphe pourrait servir au prédimensionnement dans le cas où la mise en charge n'est pas souhaitable. En effet, connaissant le débit à évacuer, h_0/d et la pente i , du graphe on tire la valeur de K limite (situé sur la droite) et donc le diamètre minimal de la galerie à adopter.

Tableau 6.6 Tableau de variation $\lambda = f(K)$ pour différentes valeurs de h/d

λ (%)	$h_1/d = 0,23$	$h_1/d = 0,40$	$h_1/d = 0,46$	$h_1/d = 0,60$
	K	K	K	K
0	0,071	0,155	0,200	0,360
1	0,061	0,130	0,160	0,288
2	0,049	0,110	0,095	0,230
3	0,041	—	0,055	0,135
4	—	0,045	0,006	0,020
5	0,035	0,010	—	—
10	0,005	—	—	—

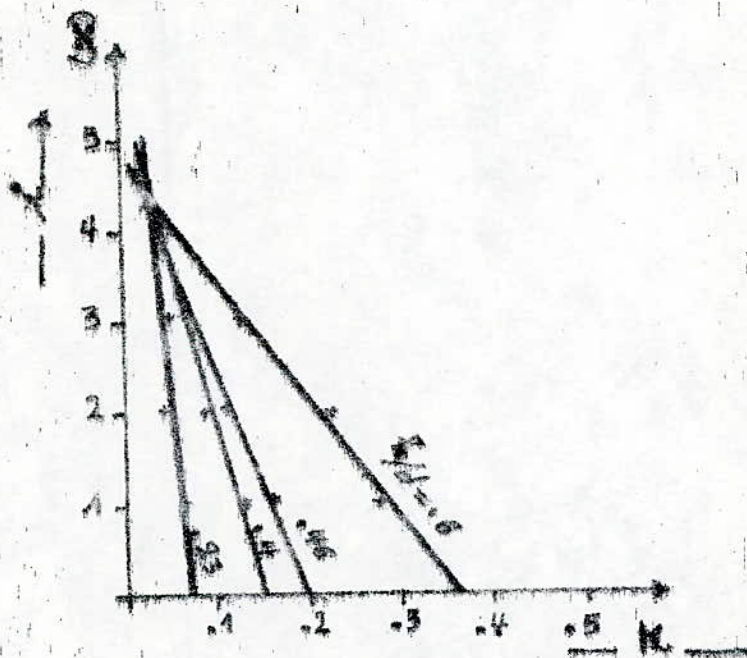


Fig 6.6 $\lambda = f(K)$.

exemple :

$$h_1/d = 0,6 \quad i = 0,5\% \quad Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

du graphique on tire la valeur de K

$K \leq 0,325$ pour éviter la mise en charge

$$\Rightarrow d \geq \left[\frac{Q^2}{0,325 \cdot g} \right]^{1/3} \quad \Rightarrow d \geq 4,98 \text{ m}$$

Si pour des raisons techniques on est obligé de changer de pente (exemple 1%), on constate que pour cette valeur de (d) la galerie sera en charge et par conséquent il faudra augmenter le diamètre afin d'éviter cela.

Remarque : - pour des valeurs de h_1/d autres que celles proposées on pourrait faire le même calcul en faisant une interpolation.

- ce calcul n'est valable que dans le domaine de variation de nos paramètres.

3 - Détermination de la variation de \bar{K} : moyennant les équations théoriques proposées pour le cas $i \neq 0$ et connaissant les paramètres mesurés expérimentalement (h_1/d , h_2/d , i , K) pour le ressaut libre et (h_1/d , $\Delta H/d$, i , K) pour le ressaut forcé, on peut calculer les valeurs de \bar{K} . Les résultats sont consignés sous forme de graphes (fig A.7). Ces graphes nous montrent que :

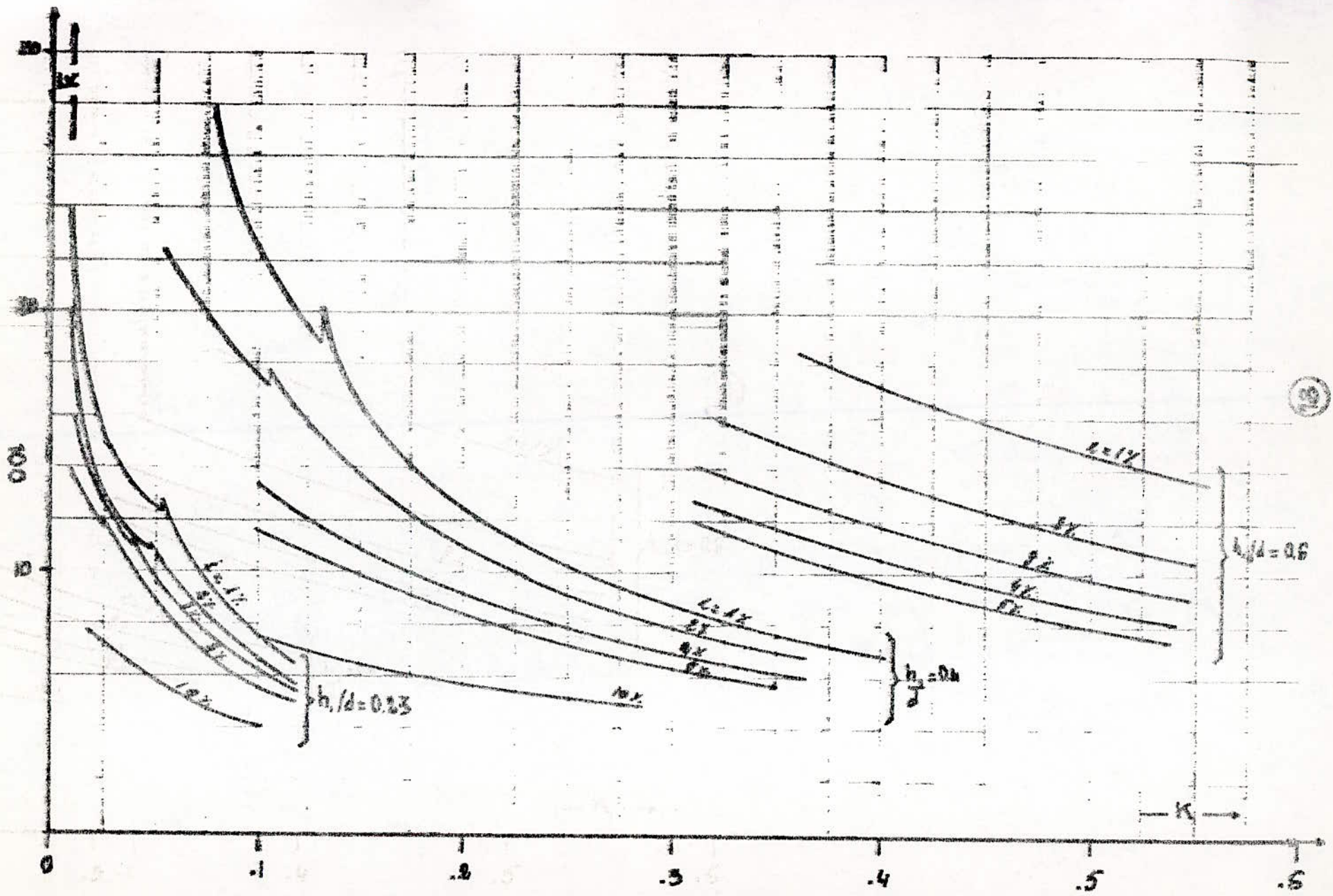


Fig III.9 Variation $\bar{K} = f(K, L, h/d)$

Fig III.9 Variation $\bar{K} = f(K, L, h/d)$

- l'influence de chaque paramètre se traduit par une courbe distincte.

- \bar{K} est inversement proportionnel à K quelque soit la valeur de (h_1/d) et (i) .

remarque : nous avons mis volontairement de représenter $K = f(K, i, h_1/d)$ pour $h_1/d = 0,46$ afin de ne pas surcharger le graphe.

Précision sur le calcul de \bar{K}

Nous avons vu précédemment que $\bar{K} = f(K, i, h_1/d)$ et qu'il est calculé moyennant l'équation théorique à partir des valeurs mesurées expérimentalement. Alors l'erreur quadratique sur \bar{K} peut être écrite comme suit :

$$\sigma_{\bar{K}}^2 = \left(\frac{\partial \bar{K}}{\partial i} \right)_{I, \bar{K}, h_1/d}^2 \sigma_i^2 + \left(\frac{\partial \bar{K}}{\partial h_1/d} \right)_{I, \bar{K}, h_1/d}^2 \sigma_{h_1/d}^2 + \left(\frac{\partial \bar{K}}{\partial K} \right)_{I, \bar{K}, h_1/d}^2 \sigma_K^2$$

$$\text{avec } \bar{I} = \frac{\sum_1^n I_i}{n} \quad \bar{h}_1/d = \frac{\sum_1^n h_1/d_i}{n} \quad \bar{K} = \frac{\sum_1^n K_i}{n}$$

$$\text{et } \sigma_i^2 = \frac{1}{n-1} \sum_1^n (I_i - \bar{I})^2$$

$$\sigma_{h_1/d}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_1^n (\bar{h}_1/d - h_1/d)^2$$

$$\sigma_K^2 = \frac{1}{n-1} \sum_1^n (\bar{K} - K)^2$$

= la pente i est déterminée par une mesure géométrique de Δh et l

$$i = \frac{\Delta h}{l}$$

= le coefficient $K = \frac{Q^2}{gd^5}$

et le débit est déterminé par mesure de h , moyennant l'expression $Q = 0,087 h^{2,87}$

= h_1/d est mesuré directement

Donc de la même manière que précédemment on peut déterminer σ_i^2 , σ_K^2 , et $\sigma_{h_1/d}^2$

$$\sigma_i^2 = \left(\frac{\partial i}{\partial \Delta h} \right)_{\Gamma, \Delta h}^2 \sigma_{\Delta h}^2 + \left(\frac{\partial i}{\partial l} \right)_{\Gamma, \Delta h}^2 \sigma_l^2$$

$$\sigma_K^2 = \left(\frac{\partial K}{\partial Q} \right)_Q^2 \sigma_Q^2 \quad \text{avec} \quad \sigma_Q^2 = \left(\frac{\partial Q}{\partial h} \right)_h^2 \sigma_h^2$$

donc
$$\sigma_K^2 = \left(\frac{\partial K}{\partial Q} \right)^2_Q \left(\frac{\partial Q}{\partial h} \right)^2_h \sigma_h^2$$

$$\sigma_{h_1/d}^2 = \sigma_{h_1}^2/d$$

d'où la relation

$$\begin{aligned} \sigma_R^2 = & \left(\frac{\partial R}{\partial I} \right)^2 \left[\left(\frac{\partial I}{\partial \Delta h} \right)^2 \sigma_{\Delta h}^2 + \left(\frac{\partial I}{\partial I} \right)^2 \sigma_I^2 \right] \\ & + \left(\frac{\partial R}{\partial K} \right)^2 \left[\left(\frac{\partial K}{\partial Q} \right)^2 \left(\frac{\partial Q}{\partial h} \right)^2 \sigma_h^2 \right] + \left(\frac{\partial R}{\partial h_1/d} \right)^2 \left[\sigma_{h_1/d}^2 \right] \end{aligned}$$

D'autre part selon la théorie de probabilité on peut dire que pour une mesure d'un paramètre m, la relation

$$E_m \pm 2 \sigma_m \text{ avec } E_m = \frac{m_{\max} - m_{\min}}{2}$$

est vérifiée avec probabilité de 95%, alors il en vient que

$$\sigma_m = \frac{E_m}{2}$$

d'où la relation

Calcul de σ_I , σ_K et $\sigma_{h_1/d}$

$$\sigma_R^2 = \left(\frac{\partial R}{\partial I} \right)^2 \left[\left(\frac{\partial I}{\partial \Delta h} \right)^2 \sigma_{\Delta h}^2 + \left(\frac{\partial I}{\partial I} \right)^2 \sigma_I^2 \right]$$

$$\frac{\partial I}{\partial h} = \frac{1}{\sigma K I} \left[\left(\frac{\partial K}{\partial Q} \right)^2 \left(\frac{\partial Q}{\partial h} \right)^2 \frac{\Delta h}{I^2} + \left(\frac{\partial R}{\partial h_1/d} \right)^2 \left[\sigma_{h_1/d}^2 \right] \right]$$

on mesure Δh et l de la même manière avec la même précision,
on aura :

$$E_{\Delta h} = 1 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{\Delta h} = 0,5 \text{ mm}$$

$$E_l = 0,5 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \sigma_l = 0,25 \text{ mm}$$

$$\sigma_l^2 = \sigma_l^2 \left(\frac{\partial l}{\partial l} \right)^2 + \left(\frac{\partial l}{\partial h} \right)^2 \sigma_{\Delta h}^2$$

$$\sigma_l^2 = \sigma_l^2 \left(\frac{l}{l} \right)^2 + \left(\frac{\Delta h}{l^2} \right)^2 \sigma_{\Delta h}^2 \quad \text{avec } \sigma_l = 0,25 \text{ mm}$$

$$\frac{\partial K}{\partial Q} = 2 \frac{Q}{g d^5} \quad \left(\frac{\partial Q}{\partial h} \right) = 0,206 h^{1,97}$$

$$\sigma_K^2 = \left[\left(2 \frac{0,0087 h^{2,97}}{g d^5} \right)^2 \left(0,206 h^{1,97} \right)^2 \sigma_h^2 \right]$$

$$\text{avec } \sigma_h = 0,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_{h_1/d}^2 = \sigma_{h_2/d}^2 \quad \text{avec } \sigma_{h_1/d} = 0,0025$$

Vu qu'on ne possède pas de loi de variation de K les
termes $\left(\frac{\partial K}{\partial l} \right)$, $\left(\frac{\partial K}{\partial K} \right)$ et $\left(\frac{\partial K}{\partial h_1/d} \right)$ seront approxi-
més comme suit.

On se propose une valeur Δl et moyennant l'équation
théorique, pour $(h_1/d, h_2/d, \Delta l, K)$ connus on calcul

correspondant, et de là on détermine

$$\frac{\partial \bar{K}}{\partial i} \approx \frac{\Delta \bar{K}}{\Delta i}$$

on procède de la même manière pour $\frac{\partial \bar{K}}{\partial K}$ et $\frac{\partial \bar{K}}{\partial h_2/d}$:

$$\frac{\partial \bar{K}}{\partial K} \approx \frac{\Delta \bar{K}}{\Delta K} \quad \text{et} \quad \frac{\partial \bar{K}}{\partial h_2/d} \approx \frac{\Delta \bar{K}}{\Delta h_2/d}$$

remarque : il serait fastidieux de faire un calcul pour tous les points. Pour cela nous allons faire ce calcul pour un ensemble de points englobant le domaine de variation de nos paramètres.

Les résultats de calculs sont consignés dans le tableau 6.7.

Les graphes de la figure 6.7 $\bar{K} = f(K, i, h_2/d)$ peuvent servir à déterminer le coefficient empirique \bar{K} indispensable pour le calcul des hauteurs conjuguées dans le cas $i \neq 0$. Pour les valeurs intermédiaires une interpolation linéaire suffit pour calculer \bar{K} sans commettre une erreur trop grande sur h_2/d ou $\Delta H/D$. En effet nous avons vérifié que pour une erreur maximale de 10% sur \bar{K} , l'erreur maximale sur h_2/d ou $\Delta H/d$ était inférieure à 3%.

Tableau 6.7 Tableau des calculs de σ_R

h_i/d	L (%)	K	\bar{R}	σ_R	σ_R/\bar{R} (%)
0.23	10	0.025	7.2	0.0731	1.01
0.23	5	0.050	8.9	0.1024	1.15
0.23	1	0.100	7.5	0.1598	2.13
0.40	10	0.120	7.5	0.2258	3.01
0.40	5	0.220	7.8	0.2070	2.60
0.40	1	0.200	12.6	0.2192	1.74
0.60	5	0.400	9.7	0.1427	1.47
0.60	3	0.350	14.3	0.2795	1.95
0.60	1	0.500	14.8	0.5935	4.01

Conclusion générale

A la fin de ce travail nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- L'expérience nous a montré que la section à l'aval du ressaut en charge n'est remplie qu'à environ 95%. Le reste ($\approx 5\%$) est occupé par l'air entraîné par le ressaut.

- Pour le cas $i = 0$:

. les résultats expérimentaux concordent globalement avec ceux de l'équation théorique proposée

. la projection du poids sur l'axe longitudinal est nulle, ceci nous a permis de résoudre les équations théoriques et proposer des abaques permettant un calcul simple et rapide, aussi bien pour le ressaut forcé que le ressaut en charge.

- Pour le cas $i \neq 0$:

. une définition de la longueur du ressaut a été proposée, moyennant un coefficient empirique (K) déterminé expérimentalement et dont les valeurs semblent être correctes et peuvent être utilisées dans le domaine de validité de notre travail pour le calcul des hauteurs conjuguées.

. une méthode pouvant servir au prédimensionnement déduite des résultats expérimentaux est proposée.

REFERENCES

1. A. LENCASTRE :
"Etat des connaissances sur le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages". La Houille Blanche n° 1, 1985.
2. J. GRWAT , C. THIRRIOT , D. TRIVELLATO :
"Trente années d'évacuateurs de crues au laboratoire". La Houille Blanche n. 3/4 1983.
3. Y. B. MUSSALI :
"Size determination of partly full conduits" to of the hydraulics division. Juillet 1978.
4. W. JORDAN FILHO-MSC BANDEIRA :
"Considération sur le projet hydraulique d'évacuateurs en puits à la surface libre ou en charge-compte rendu "c3" du 13^{ème} congrès des grands barrages". NEW-DELHI 1979.
5. JOSE ENAUBS :
"Hydraulic jump, air entrainment and slug flow in bottom outlets". Son derdruck an "Wasserwirtschaft" vol 72 Mars 1982.
6. RAMPRASAD/NS GOVINDARAO :
"Application of momentum equation on the hydraulic jump". La Houille Blanche n° 1966.
7. M. CARLIER :
"Hydraulique générale et appliquée édition Eyrolles" 1980.
8. C. E. KINDSVATER :
"The hydraulic jump in slopping channels American Society of Civil Engineers (ASCE)" paper 2228 1962.
9. K. KENNIBON :
"Discussion de (8)" même référence que (8).
10. CI. POBEY :
"Discussion de (8)" même référence que (8).

11. R. ARIEMMA :
"Nuove formule per il calcolo delle dimensioni del risalto idraulico in alvei a forte pendenza e delle perdite di energia". L'energia elettrica n° 7 1968.
12. RAJARTNAM :
"The hydraulic jump in slopping channels. Irrigation and power". Avril 1966.
13. RAJARTNAM :
"Flow characteristics of slopping channels jump Hydraulic division HY 6". Juin 1974.
14. N. M DEHAUSSE ET R. ARNOUD :
"Les modèles réduits de structure en génie civil". Edition DUNOD 1971.
15. J. BILLORE A- JAQUI - PA KOLKMAN :
"Recherche hydrauliques pour la dérivation provisoire, le déversoir en puits et la vidange de fond du barrage de M'DEZ (Maroc)". C.I.G.B NEW-DELHI 1979.
16. BHEZALI BENSENNASSE :
"Etude expérimentale du ressaut hydraulique dans les conduites circulaires fermées en pente nulle". P.F.E A I'E.N.P. Juin 1987.

$$h/d = 0.23$$

Ressaut en charge (Poncé)

0%

Q	K	$\Delta h/d$
2.72	0.074	0.140
2.86	0.088	0.235
3.00	0.09	0.270
3.19	0.102	0.370
3.28	0.108	0.480
3.45	0.113	0.49
2.62	0.069	0.100
3.30	0.108	0.43

1%

Q	K	$\Delta h/d$
2.49	0.062	0.095
2.70	0.073	0.18
2.84	0.081	0.24
2.86	0.082	0.27
3.03	0.092	0.34
3.20	0.103	0.43
3.33	0.114	0.49

2%

Q	K	$\Delta h/d$
2.40	0.053	0.11
2.59	0.063	0.16
2.68	0.072	0.23
3.00	0.095	0.41
3.24	0.105	0.48
3.36	0.113	0.55
2.86	0.082	0.3

3%

Q	K	$\Delta h/d$
2.15	0.048	0.09
2.36	0.056	0.16
2.70	0.073	0.31
2.72	0.074	0.30
2.96	0.088	0.40
3.18	0.099	0.51
3.36	0.113	0.62

5%

Q	K	$\Delta h/d$
1.84	0.034	0.13
2.19	0.048	0.22
2.38	0.057	0.31
2.68	0.072	0.43
2.96	0.088	0.54
3.11	0.097	0.60
3.25	0.106	0.67

10%

Q	K	$\Delta h/d$
1.48	0.022	0.24
2.02	0.041	0.40
2.14	0.046	0.48
2.25	0.051	0.475
2.55	0.065	0.595
2.86	0.082	0.72

H

$h_1/d = 0.40$			Reçaut libre					
$R = 0\%$			1%			2%		
Q	K	h_2/d	Q	K	h_2/d	Q	K	h_2/d
2.53	0.064	0.650	2.53	0.064	0.70	2.44	0.060	0.755
2.84	0.081	0.715	2.60	0.068	0.755	2.58	0.067	0.815
3.36	0.113	0.855	2.88	0.083	0.815	2.75	0.076	0.875
3.64	0.133	0.915	3.17	0.101	0.890	2.88	0.083	0.900
3.84	0.142	0.98	3.49	0.122	0.940	3.13	0.098	0.95
3.72	0.139	0.88						

H

$h/d = 0.40$			Ressort en charge (force)					
$R = 0\%$			1%			2%		
Q	K	$\Delta h/d$	Q	K	$\Delta h/d$	Q	K	$\Delta h/d$
4.42	0.196	0.150	4.07	0.166	0.135	3.98	0.159	0.120
4.79	0.230	0.245	4.40	0.194	0.220	4.15	0.173	0.230
4.95	0.245	0.280	4.66	0.218	0.260	4.69	0.220	0.370
5.25	0.276	0.355	5.10	0.261	0.335	4.98	0.248	0.430
5.49	0.302	0.435	5.49	0.295	0.480	4.50	0.203	0.295
5.65	0.320	0.530	5.79	0.336	0.610	5.33	0.285	0.535
6.25	0.399	0.660	6.12	0.375	0.700	5.69	0.324	0.650
6.04	0.365	0.600				5.93	0.352	0.685

4%		
Q	K	$\Delta h/d$
4.03	0.163	0.350
4.69	0.220	0.545
5.36	0.288	0.645
5.94	0.353	0.810
6.21	0.386	0.945

5%		
Q	K	$\Delta h/d$
2.93	0.086	0.225
3.60	0.130	0.300
4.47	0.20	0.535
5.11	0.262	0.725
5.78	0.335	0.885

10%		
Q	K	$\Delta h/d$
3.16	0.100	0.615
3.53	0.125	0.790
4.40	0.160	0.885
4.33	0.188	0.905
4.41	0.195	0.900
4.73	0.224	1.050

$\frac{R}{L} = 0.45$			Russell's Rule					
5-5%			1%			2%		
Q	K	M/d	Q	K	M/d	Q	K	M/d
2.42	2.47	0.760	3.08	2.096	0.735	2.55	2.065	0.205
3.60	2.134	0.750	3.39	2.012	0.350	2.90	0.285	0.295
3.95	2.156	0.580	3.49	0.222	0.955	2.78	0.289	0.32
4.09	0.410	0.35	3.60	0.30	0.360	2.36	0.281	0.565
4.26	0.412	0.368	3.22	0.446	0.978			

H

N/d 46			Ressaut en charge (Forcé)					
x = 0%			1%			2%		
Q	K	$\Delta W/d$	Q	K	$\Delta W/d$	Q	K	$\Delta W/d$
4.75	0.216	0.095	4.78	0.192	0.120	4.74	0.180	0.080
5.19	0.270	0.185	4.79	0.230	0.200	4.67	0.220	0.235
5.47	0.300	0.245	5.27	0.230	0.330	5.37	0.182	0.470
5.83	0.370	0.330	5.49	0.370	0.415	5.44	0.250	0.445
6.13	0.376	0.370	6.20	0.399	0.515	6.26	0.344	0.520
6.47	0.418	0.475	6.47	0.472	0.630	6.60	0.432	0.720
6.67	0.457	0.525				6.87	0.472	0.785
6.87	0.477	0.570						

3%		
Q	K	$\Delta W/d$
3.43	0.118	0.135
4.15	0.173	0.235
4.62	0.214	0.335
5.12	0.316	0.545
6.08	0.370	0.625
6.88	0.473	0.835

4%		
Q	K	$\Delta W/d$
3.10	0.145	0.240
4.38	0.172	0.395
5.07	0.232	0.505
5.47	0.300	0.640
6.25	0.343	0.740
6.26	0.392	0.810
6.87	0.472	0.920

5%		
Q	K	$\Delta W/d$
3.23	0.168	0.355
4.38	0.172	0.505
4.97	0.245	0.640
5.46	0.292	0.745
6.26	0.342	0.820
6.87	0.475	1.000

$h/d = 0.60$			Ressaut en charge (forçé)					
$e = 0\%$			1%			2%		
Q	K	$\Delta H/d$	Q	K	$\Delta H/d$	Q	K	$\Delta H/d$
6.47	0.419	0.110	6.08	0.370	0.140	5.91	0.350	0.180
6.74	0.455	0.160	6.37	0.406	0.170	6.40	0.412	0.235
6.92	0.480	0.170	6.58	0.434	0.185	6.92	0.48	0.285
7.08	0.502	0.175	6.85	0.476	0.24	7.20	0.539	0.350
7.12	0.528	0.220	6.70	0.519	0.255			

3%		
Q	K	$\Delta H/d$
5.56	0.319	0.220
6.08	0.376	0.275
6.55	0.433	0.310
6.92	0.482	0.345
7.20	0.529	0.390

4%		
Q	K	$\Delta H/d$
5.56	0.315	0.280
5.91	0.356	0.335
6.48	0.420	0.360
6.92	0.480	0.415
7.21	0.523	0.435

5%		
Q	K	$\Delta H/d$
5.38	0.292	0.365
6.00	0.367	0.415
6.55	0.436	0.450
7.14	0.510	0.495