

UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

4/71

40x

# THESE DE FIN D'ETUDES

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

ETUDE PARAMETRIQUE  
DES ECOULEMENTS BIDIMENSIONNELS  
A SURFACE LIBRE  
VARIES DANS L'ESPACE

PROMOTION 1970\_71

Proposée par M.  
Géza de LAPRAY

Étudiée par  
Chahine.S.CHAHINE

Ilol

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

المكتبة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHÈQUE



Je tiens à remercier chaleureusement  
M. G. de Lapray ,pour les conseils inta-  
rissables ,qu'il m'a adressé durant toute  
cette année ,afin de réaliser ce projet.

Par ailleurs,j'exprime ma profonde  
gratitude à Messieurs les professeurs de  
l'école nationale polytechnique,qui ont  
contribué à ma formation .

## Introduction

Dépuis une vingtaine d'années, les hydrauliciens s'intéressent à étudier les projets d'hydraulique sur des maquettes à modèle réduit pour les raisons :

- Economie
- Facilité de travail au laboratoire ( pour les essais)
- Possibilité d'observation de tous les phénomènes qui se produisent .

Dans cette étude sur les écoulements bidimensionnels variés à surface libre sur une maquette . On constate que :

Cette maquette nécessite certaines précautions dans la réalisation , en ce qui concerne la similitude de REECH-FROUDE

Dans l'étude de l'écoulement varié , nous sommes amenés à considérer le ressaut hydraulique .Le calcul de ce ressaut se faisait à l'aide des formules classiques , déterminées d'après les lois générales de l'énergie et des quantités de mouvement.

Ces formules peuvent être combinées de façon à faire apparaître des paramètres qui permettent de tracer des diagrammes.

Le calcul du ressaut hydraulique se trouve donc ,très facilité par l'utilisation de ces diagrammes .

Le but de notre étude est de déterminer ces paramètres et tracer les diagrammes

## PLAN d'étude

	<u>page</u>
<u>I - GENERALITES</u>	
- Etude hydraulique sur le modèle réduit.	I
- Domaine des études sur modèle	I
<u>2 - Similitudes</u>	
- Similitudes de FROUDE	2
- " de REYNOLDS	3
- " cinématique	4
- " dynamique	5
<u>3 - Etudes sur les écoulements</u>	
- Ecoulement non uniforme	7
- Ecoulement dénoyé	8
- " noyé	8
<u>4 - Etude générale sur le ressaut</u>	
- Apparition du ressaut	II
- Perte d'énergie dans le ressaut	I3
- Localisation du ressaut	I4
<u>5 - Etudes des différents phénomènes de débit</u>	
- Débit croissant	22
- " décroissant	26
<u>6 - Solutions numériques</u>	
- Débit croissant	27
- " décroissant	29
<u>7 - Autres solutions pour le ressaut</u>	
- Solutions paramétriques	30
- " d'après la méthode de ( F + M )	33
<u>8 - Ecoulement graduellement non uniforme</u>	38
<u>9 - Classifications des profils</u>	40
<u>10 - Détermination de l'emplacement du ressaut</u>	41
<u>II - ESSAIS et RESULTATS</u>	43

## Etude hydraulique sur le modèle réduit

Le modèle réduit est souvent ,le seul moyen de résoudre un problème d'écoulement impossible à étudier par le calcul, l'étude sur un modèle donne une garantie de l'efficacité des travaux d'entreprises , et permet souvent d'éviter des difficultés impossibles à prévoir à priori.

### Domaine des études sur modèle .

- 6 - Etudes hydrauliques des rivières et voies navigables
  - Etudes hydroélectriques , (barrages, et prises d'eau de rivières).
  - Hydraulique maritime  
(protection des ports contre la houle.)
  - Machines hydrauliques  
(carènes des navires).

## SYMBOLES

- $\lambda$  Echelle du modèle
- $\lambda_t$  Echelle du temps
- $\lambda_v$  Echelle des vitesses
- $\lambda_a$  Echelle des accélérations
- $L_2$  Dimensions linéaires du modèle
- $L_1$  Dimensions linéaires du prototype
- $V_2$  Vitess de l'eau dans le modèle
- $V_1$  Vitesse de l'eau dans le prototype
- $W$  Nombre de Weber
- $D_H$  Diamètre hydraulique
- $A$  Section mouillée
- $P$  Périmètre mouillée
- $\sigma$  Tension superficielle
- $\rho$  Masse volumique
- $S$  Rapport de  $\sigma / \rho$
- $Q$  Débit volume
- $\mu$  Coefficient pour la détermination du débit théorique
- $H$  Hauteur de l'eau à partir du fond
- $h$  Hauteur de l'eau à partir de la crête
- $L$  Distance entre les parois aboutissants au vanne  
du fond.

## SIMILITUDES

Les forces agissant sur les fluides et les corps en contact avec ceux, sont respectivement dues à l'inertie, de gravité ( $g$ ), la viscosité ( $\nu$ ), et la capillarité. On doit, dans un modèle conserver les rapports entre les diverses catégories importantes de forces.

En général, il est impossible de réaliser une similitude permettant la représentation simultanée de plus de deux types de forces.

### SIMILITUDE de FROUDE.

- Les forces dont le rapport est conservé, sont les forces d'inertie et les forces de gravité. C'est le cas le plus fréquent.

### EHELLES

- Géométrique	$\lambda$
- Vitesse temps	$\lambda^{1/2}$
- Débit	$\lambda^{5/2}$
- Forces	$\lambda^3$

(cas où le fluide est réel dans le modèle et le prototype)

- Les nombres de FROUDE homologues  $V^2/Dg$  doivent être les mêmes sur le modèle que sur le prototype.

Il est quelques fois nécessaire d'utiliser des échelles différentes pour les dimensions horizontales et verticales (cas de distorsion)

cas : Canal ou rivière en écoulement turbulent rugueux  
écoulement à potentiel, houle, etc...

Pour utiliser la similitude de FROUDE, il faut, si les forces de viscosité interviennent peu dans le prototype, qu'elles aient aussi peu d'influence sur le modèle.

En général c'est ce que la limite inférieurement aux dimensions du modèle . par exemple ; pour présenter en similitude de FROUDE un écoulement qui est turbulent rugueux dans le prototype, c'est à dire que les pertes de charges  $\gamma$  sont proportionnelles au carré de vitesse.

Il faut que l'écoulement sur le modèle soit aussi. Prenons un écoulement en conduite et repartons-nous au diagramme de Moody, on voit que pour une rugosité relative déterminée, le régime n'est turbulent rugueux jusqu'à une certaine valeur minimum de nombre de REYNOLDS qui correspond à l'écoulement sur le modèle le plus petit que soit admissible.

DE même la capillarité peut prendre de l'importance quand on diminue l'échelle du modèle , soit à cause des forces de tension superficielle dans les régions où la surface de l'eau a une forte courbure, soit lorsque l'eau remonte dans le passage étroits, par exemple; dans un milieu poreux, la remontée n'étant pas alors à l'échelle.

En fin, on ait limité par la précision demandée aux mesures qu'on doit effectuer sur le modèle.

#### - SIMILITUDE de REYNOLDS

Elle est utilisée en hydraulique que celle de FROUDE , elle conserve le rapport des forces de viscosité.

Les nombres de REYNOLDS homologues  $VD/\nu$  doit être les mêmes sur le modèle que sur le prototype.

#### Renseignements pratiques

- 1 - Les échelles utilisées sont en général comprises entre 1/200 et 1/20, ce qui conduit à des modèles longs de plusieurs dizaines de mètres pour certains problèmes (estuariers, grandes espaces maritimes). En utilise des échelles plus petites (1/500 en plan et 1/100 en hauteur ).
- 2 - LE prix de revient d'une étude moyenne sur modèle réduit est de l'ordre de 1 millions , et il faut un mois pour construire le modèle et l'exploiter .

EN comparant les similitudes , au point de vue des dimensions linéaires entre le modèle et le prototype, étant dans le rapport:

$\lambda$  Echelle de maquette.

Ce qui est intéressant dans l'écoulement, est les caractéristiques suivantes :

- Vitesses
- Débits
- Pressions etc.....

qui sont réduits dans des rapports ( $\lambda_v, \lambda_q, \lambda_p \dots$ ) pour avoir la compatibilité, le modèle réduit aura les rapports ( $\lambda_v, \lambda_q, \lambda_p \dots$ ). Qui seront déterminés et sur constants pendant les modifications des conditions d'écoulement ( débits, pressions, tirant d'eau ). Tous ces rapports soient connus en fonction de rapport  $\lambda$ .

Une fois les conditions seront déterminées dans le modèle, on aura un écoulement semblable à l'écoulement réel dans le prototype, soient:

$$\begin{aligned} \lambda & \text{ ECHELLE de modèle} \\ L_2 & \text{ dimensions linéaires de la maquette} \\ L_1 & \text{ " " du prototype} \\ \lambda & = L_2 / L_1 \end{aligned}$$

#### SIMILITUDE CINÉMATIQUE

La similitude cinématique exige que la vitesse et l'accélération soient dans un rapport défini et constant en tous les points correspondants de deux écoulements; soient:

$$\begin{aligned} t_1 & \text{ le temps mis à parcourir une distance } L \text{ dans le prototype} \\ t_2 & \text{ le temps mis à parcourir une distance } L \text{ dans le modèle.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda & = L_2 / L_1 \quad \text{échelle du modèle} \\ \lambda_t & = t_2 / t_1 \quad \text{" du temps} \\ \lambda_v & = V_2 / V_1 \quad \text{" des vitesses} \\ \lambda_a & = a_2 / a_1 \quad \text{" des accélérations} \end{aligned}$$

on tire les relations suivantes:

$$V_1 = L_1 / t_1 \quad V_2 = L_2 / t_2$$

on divise membre à membre, on aura l'échelle des vitesses:

$\lambda_v = v_2 / v_1 = L_2 / L_1 ; t_1 / t_2 = \lambda / \lambda_t$   
 pour avoir l'échelle des accélérations:

$$\ddot{y}_1 = L_1 / t_1^2 \quad \ddot{y}_2 = L_2 / t_2^2$$

En divisant membre à membre on aura l'échelle des accélérations

$$\lambda_t = \ddot{y}_2 / \ddot{y}_1 = L_2 / L_1 \cdot (t_1 / t_2)^2 = \lambda / \lambda_t^2$$

### SIMILITUDE DYNAMIQUE

Le mouvement de fluide dans le prototype et dans le modèle, sont provoqués par les forces. Pour que les deux systèmes (modèle et prototype), soient dynamiquement semblables, il est donc nécessaire que les forces agissant en des points homologues du modèle, soient dans un rapport déterminé. Il en découle que l'existence d'une similitude dynamique stricte est conditionnée par l'identité des nombres de Froude (F); Reynolds, Mach; et Weber, dans les points homologues du modèle et du prototype ce qui est pratiquement impossible de réaliser sauf si l'échelle du modèle  $\lambda = 1$

Mais cela ne veut pas dire que l'expérience est impossible sur les maquettes; car suivant la nature de l'écoulement; les forces intervenant sont plus ou moins importantes.

Par exemple l'effet des forces dues à l'élasticité n'a pratiquement aucune influence sur l'écoulement provenant franchement subsonique ( $M < 0,7$ ) des liquides.

L'incompatibilité entre la similitude de Weber et de Reech-Froud.

#### Condition de Weber

$$v_1^2 L_1 \rho_1 / \sigma_1 = v_2^2 L_2 \rho_2 / \sigma_2 \quad (1)$$

#### Condition de Reech-Froud

$$\dot{v}_1^2 / g L_1 = v_2^2 / g L_2 \quad (2)$$

$$L_2 = \lambda L_1 \quad (3)$$

$$v_2 = \lambda_v \cdot v_1 \quad (4)$$

En éliminant L, V entre (2) et (4) on tire:

$$v_2 / v_1 = \sqrt{L_2 / L_1} \quad ; \quad \lambda_v = \sqrt{\lambda} \quad (5)$$

$$\text{Soit: } \Sigma = v / \rho \quad (6)$$

(rapport entre la tension superficielle et la masse volumique  $\rho$ )

L'équation (I) devient :

$$v_I^2 L_I / \sigma_I = v_2^2 L_2 / \sigma_2 \quad (7)$$

$$\sigma_I / \sigma_2 = v_2^2 L_2 / v_I^2 L_I \quad ;$$

d'où  $\lambda_\sigma = \lambda^2 \quad (8)$

Les conditions de la similitude de REECH-FROUDE et la similitude de WEBER ne pouvaient pas être respectées que si l'équation (8), était satisfaite ; ce qui est absolument impossible si les liquides passant par le modèle , d'une part et le prototype d'autre part, sont les mêmes.

$$\begin{aligned} \lambda_t &= \sqrt{\lambda} && \text{temps} \\ \lambda_v &= \sqrt{\lambda} && \text{vitesse} \\ \lambda_q &= \lambda^{5/2} && \text{débit} \end{aligned}$$

Tant que l'influence sur le phénomène de la tension superficielle reste faible, par rapport aux forces dues à la pesanteur et l'inertie .

L'incompatibilité de REECH-FROUDE et celle de WEBER , ne compromettent pas l'application de la similitude de REECH-Froude. Cette influence de la tension superficielle peut être exprimée par la valeur du nombre de WEBER.

Notre but est de déterminer une valeur limite du nombre de WEBER, correspondant à la valeur limite à partir de laquelle les effets d'échelle dus à la tension superficielle donne que les lois de similitude de REECH-FROUDE ne peuvent plus être applicable , lorsque le nombre de WEBER est supérieur à cette limite, les lois de similitude de REECH-FROUDE sont parfaitement valables .

D'une manière analogue que dans la zone où la valeur de celui-ci dépasse la valeur limite R (zone de pleine turbulence du diagramme de MODY). Par contre, lorsque le nombre de WEBER est inférieur à cette limite , les lois de la similitude de REECH-FROUDE ne sont plus applicable , d'une manière analogue aux cas de la zone de transition du diagramme de MOODY, où

l'effet de la viscosité et par voie de conséquence la valeur du nombre de REYNOLDS ne peut plus être laissée hors considération.

L'étude de la ligne d'eau d'un écoulement  
permanente non uniforme

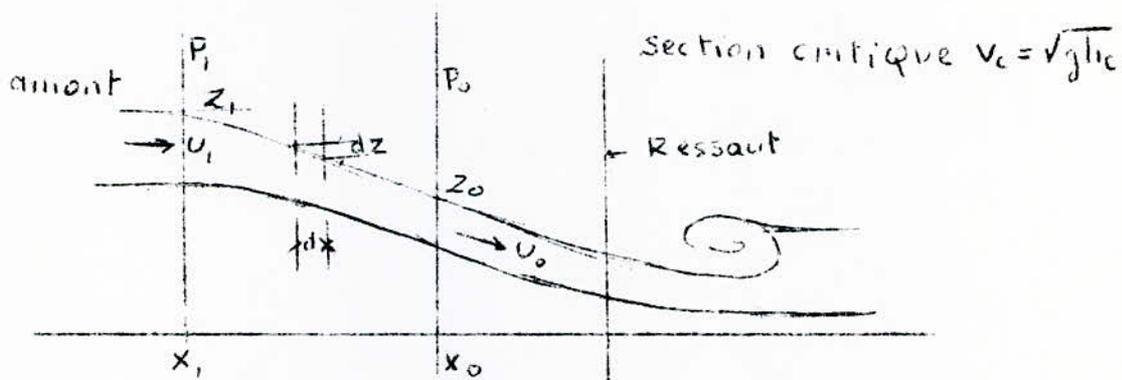
---

On se rappelle que:

Dans un écoulement fluvial, toute augmentation de profondeur en allant de l'amont à l'aval survient progressivement et le profil en long de la ligne d'eau est une courbe continue (courbe de remous).

Dans un écoulement torrentiel; il n'est pas nécessairement de même, une augmentation de profondeur, peut survenir brusquement, sous forme d'une discontinuité de la ligne d'eau connue sous le nom de ressaut hydraulique noyé ou non;

Lorsque l'écoulement torrentiel fait place à un écoulement fluvial.

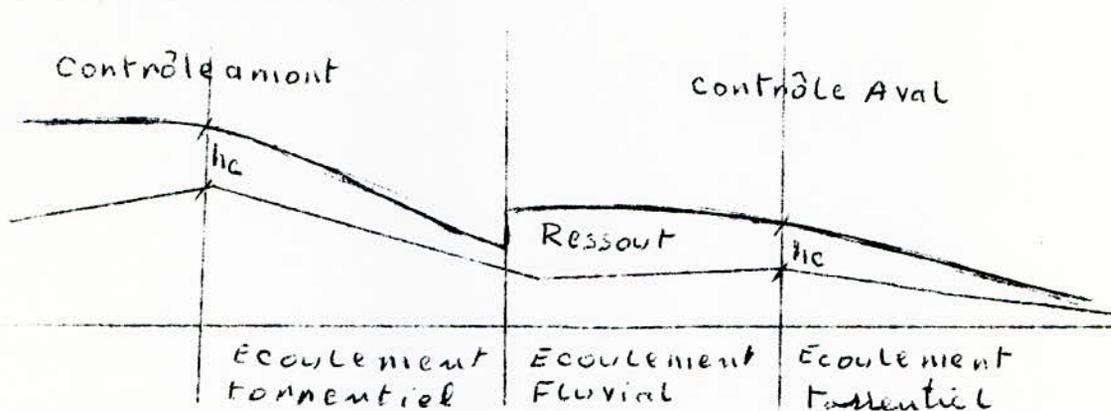


Écoulement aux bords d'une section de contrôle

Dans une section quelconque d'un écoulement permanent, non uniforme, le tirant d'eau est déterminé par la présence d'une et d'une seule section de contrôle. Si l'écoulement est fluvial dans le profil en travers considéré, cette section de contrôle se trouve à l'aval; tandis que si l'écoulement est torrentiel, elle se trouve à l'amont.

La détermination du profil de la ligne d'eau, à l'aide de cette équation :  $z_1 - z_0 = \alpha \frac{u_1^2 - u_0^2}{2g} + \int_{x_0}^{x_1} \varphi dx$   
( $\alpha$  et  $\varphi$  sont deux fonctions de  $x$ )

$Z_I - Z_0 =$  la dénivellation entre  $P_0$  et  $P_I$ , sections d'abscisses  $X_0$  et  $X_I$ . C'est à dire à partir d'une section de contrôle qui impose dans cette section un niveau bien déterminé, et connu pour chaque débit, et en progressant vers l'amont ou vers l'aval suivant le cas, jusqu'à la rencontre d'une nouvelle section de contrôle.



2 - Écoulement entre deux sections de contrôle  
Apparition du ressaut

### Emplacement de la section critique dans quelques cas

#### Types de régime varié

##### Écoulements dényés - Écoulements noyés

La profondeur d'un courant varié change nécessairement d'une section à l'autre, et il arrive parfois qu'elle passe la valeur critique  $h$ . Il est à noter qu'en traversant la section de profondeur  $h$ , ou section critique, le caractère du courant se modifie, de tranquille, il devient torrentiel, ou inversement une angularité précède d'un courant tranquille. Souvent à son aval immédiat la formation d'un courant de...

modifiée, de tranquille et il devient torrentiel ou inversement.

Une singularité précédée d'un courant tranquille provoque souvent à son aval immédiat, la formation d'un courant de profondeur inférieure, à la profondeur critique, c.à.d d'une lame torrentielle, avec apparition correlative, à la transition des deux types de courants, d'une section critique.

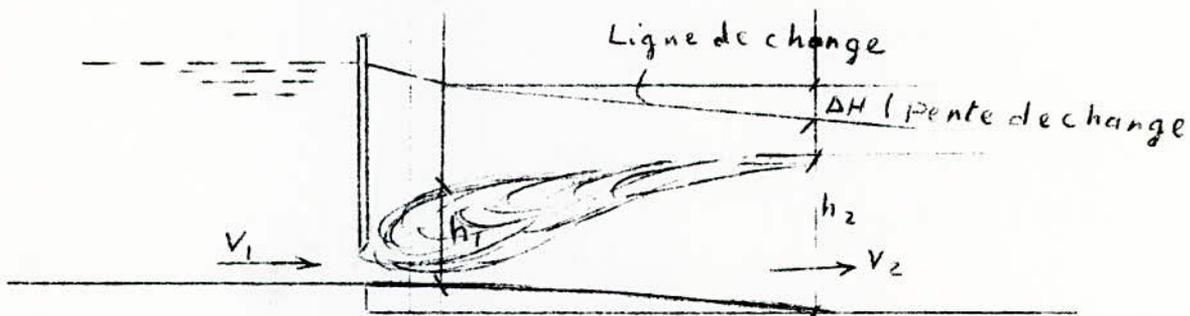
Nous disons d'une telle lame, par extension de la singularité, qu'elle est dénoyée, exemple:

- Elargissement brusque
- Changement brusque
- Barrage, deversoir

Lorsque la profondeur à l'aval de la singularité reste pourtant supérieure à la profondeur critique, nous disons que le courant est noyé. Il en est ainsi lorsque les conditions aux limites s'opposent à l'apparition de la force dénoyée, par exemple, la lame déversante d'un barrage disposé en canal de faible pente, se transforme en un ressaut dont la hauteur et la position sont réglables par le jeu d'une retenue aval.

Si l'on relève celle-ci, le ressaut croît en hauteur et s'approche du barrage, dont il peut atteindre la crête et noyer la lame, faisant ainsi disparaître la section critique et transformant un courant torrentiel à l'aval en un courant tranquille.

Souvent; un courant noyé issu d'une singularité se présentera sous la forme d'une veine torrentielle cheminant sous un rouleau plus ou moins turbulent.



3- Elargissement brusque d'une veine liquide à l'aval d'une vanne de fond à radier surélevé

Les propriétés hydrauliques d'une singularité fonctionnant en courant dénoyé, sont relativement simples, en ce sens que le débit qui traverse ne dépend que la retenue amont, au contraire si le courant est noyé, le débit dépend simultanément des niveaux d'eau amont et aval.

---

## LE RESSAUT

Le ressaut est un phénomène d'écoulement rapidement varié, il se produit lorsqu'un écoulement torrentiel, à grande vitesse et faible profondeur d'eau se transforme brusquement en un écoulement fluvial à faible vitesse et profondeur d'eau plus élevés.

Le ressaut est constitué par la zone de transition qui sépare, ces deux régimes, dont les profondeurs d'eau, sont situées de part et d'autre de la profondeur critique.

Il est accompagné d'une grande agitation, d'un bouillonnement continu de l'eau en surface et de formation d'écume.

Le ressaut est dit stationnaire lorsqu'il est fixe par rapport aux berges du canal, les équations qui le régissent, sont évidemment inchangées, qu'il soit stationnaire ou non, on prend soin de lier les axes de références au ressaut lui-même, ce que nous ferons.

Notre méthode générale d'étude nous permettra, plus loin de mettre notamment en évidence, la formation du ressaut;

Ses causes sont liées à une incompatibilité des conditions aux limites amont, qui imposent un écoulement torrentiel, et aval, qui imposent un écoulement fluvial.

Nous limiterons à l'étude du ressaut en horizontaux, ou tout au moins de pente faible.

### Déscription du ressaut

#### Écoulement dénoyé -- Écoulement noyé

Les figures montrent l'aspect du ressaut pour une forte et pour faible surélévation. Dans la fig 4, le cas où la vitesse diminue le long du ressaut, en même temps que la profondeur d'eau s'accroît en produisant une forte turbulence.

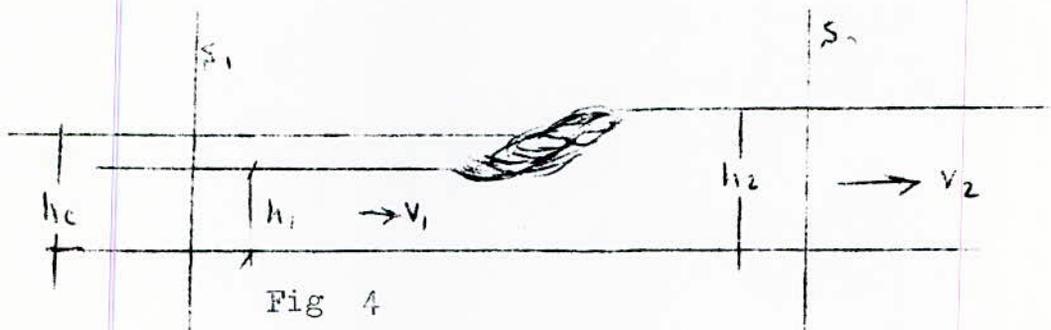
En surface, l'eau apparaît refluer vers l'amont, il se crée un ou plusieurs rouleaux instables, et irréguliers en même temps que la masse de l'eau près de la surface est remplie et petites bulles.

Dans le deuxième cas, tel qu'il se produit dans les cours d'eau naturels, par suite des irrégularités du lit, nous observons simplement des ondulations qui s'étendent, assez loin vers l'aval.

#### Longueur du ressaut

La longueur du ressaut est difficilement accessible au canal.

D'après les expériences; elle serait comprise entre 4 et 4 fois sa hauteur; le ressaut ondulé est comme nous l'avons dit relativement plus long, mais de longueur mal définie.



#### Le ressaut dans les canaux de section rectangulaire

##### Relations fondamentales:

##### Equation du ressaut

Considérons un canal prismatique de section rectangulaire fig(4), soient S et s deux sections situées à l'aval et à l'amont du ressaut, le plus proches possible pour que l'on puisse négliger, devant les forces de pression, les forces de frottement et l'inclinaison du radier, c.à.d le poids de la masse d'eau située entre deux sections, mais suffisamment éloignée du ressaut pour que les vitesses y interviennent, et puissent être considérées comme parallèles et constantes.

Soient:

$h_1$ et $h_2$	les profondeurs d'eau
$V_1$ et $V_2$	les vitesses dans les deux sections
L	la largeur du canal

Appliquons le théorème des quantités de mouvement à la masse fluide comprise entre ces deux sections, en écrivant que le débit de quantité de mouvement sortant de ces deux sections, et projeté sur la parallèle aux génératrices du

canal, est égal à la somme des forces agissant sur cette masse d'eau réduite, poussées sur les sections  $S_1$  et  $S_2$

$$\rho h_1 L V_1^2 - \rho h_2 L V_2^2 = \rho g h_1 L h_1/2 - \rho g h_2 L h_2/2 \quad (1)$$

L'équation de continuité:

$$V_1 h_1 = V_2 h_2 \quad (2)$$

L'équation peut s'écrire :

$$V_2^2 h_2 L/h_2 - V_1^2 h_1 L/h_1 = g(h_1^2 - h_2^2)/2$$

En tenant compte de (2):

$$V_1^2 h_1^2 / g h_1 h_2 = V_2^2 h_2^2 / g h_1 h_2 = h_1 + h_2/2$$

$$V_1 = \sqrt{g h_1} \cdot \sqrt{1/2 h_2/h_1} \cdot (1 + h_2/h_1) \quad (3)$$

$$V_2 = \sqrt{g h_2} \cdot \sqrt{1/2 \cdot h_1/h_2} \cdot (1 + h_1/h_2) \quad (4)$$

Remarquons, que puisque  $V_1$ , la vitesse de l'eau à l'amont par rapport au ressaut supposé fixe (axes liés au ressaut)  $V_1$  sera également la vitesse du ressaut par rapport à l'eau supposé immobile (axes liés à l'amont).  $v$  est la célérité de propagation du ressaut, soit d'une onde de compression finie.

Si le ressaut tend vers 0,  $h_2$  tendant vers  $h_1$ , l'onde de compression tend vers une onde infiniment faible dont nous retrouvons la célérité

$$c = \sqrt{g h} \quad (5)$$

Les équations (3) et (4), montrent que l'écoulement est torrentiel à l'amont ( $V_1 > \sqrt{g h_1}$ ), et à l'aval ( $V_2 > \sqrt{g h_2}$ ) en induit le débit  $q$  par unité de largeur, l'équation du ressaut serait:

$$q = V_1 h_1 = V_2 h_2$$

$$q^2 / g \cdot L/h_1 h_2 = (h_1 + h_2) / 2 \quad (6)$$

#### Perte d'énergie dans le ressaut

La traversée du ressaut se traduit par une perte d'énergie la variation de la charge égale à la variation de charge spécifique, les sections  $S_1$  et  $S_2$  étant très rapprochées s'écrit:

$$\Delta H = h_1 + V_1^2 / 2g - (h_2 + h_2^2 / 2g)$$

en tenant compte de (2) et (3):

$$\Delta H = (h_2 - h_1)^3 / 4h_1 h_2 \quad (7)$$

au passage du ressaut, une partie de l'énergie cinétique étant transformée en énergie potentielle, on peut définir le rendement du ressaut comme le rapport de l'énergie potentielle reçue  $h_2 - h_1$  à l'énergie cinétique perdue  $V_1^2/2g - V_2^2/2g$

$$\eta = 4 h_1 h_2 / (h_1 + h_2)^2 \quad (g)$$

Il est très voisin de 1 pour une petite différence de niveau, il devient faible pour une forte différence de niveau.

#### Localisation de ressaut:

Pour déterminer la position du ressaut, bien qu'en ne puisse se faire avec précision, on peut néanmoins prévoir sa position approximative.

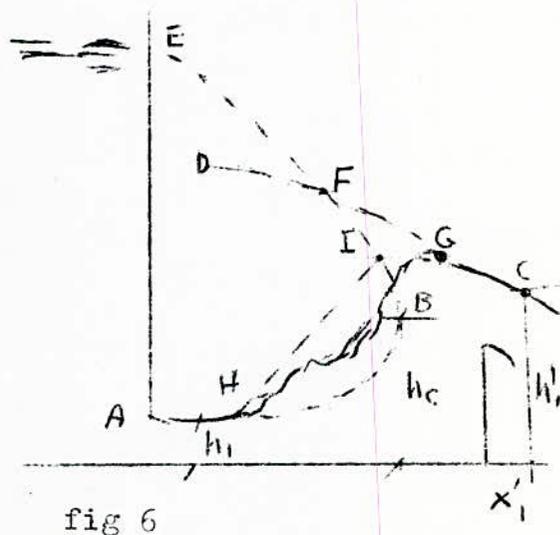
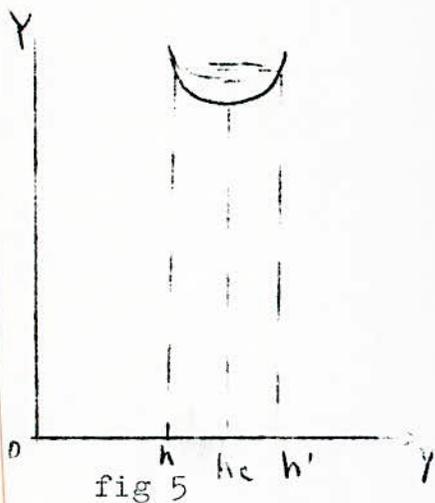
L'équation (1) peut se mettre sous la forme suivante:

$$q^2/gh_2 + h_2^2/2 = q^2/gh_1 + h_1^2/2 \quad (9)$$

$$Y = q^2/gh + h^2/2$$

est une fonction de  $h$  dont la courbe représentative fig 5 présente un minimum pour la profondeur critique  $h_c$ .

A toute valeur de  $Y$  correspondent deux valeurs  $h$  et  $h'$  pour  $Y$  à la même valeur. On dit que ces valeurs sont conjuguées



L'équation du ressaut exprime que les profondeurs à l'amont et à l'aval du ressaut sont conjuguées .

D'après la fig (6) , représentée , la ligne d'eau torrentielle à l'amont AB , à partir de l'abscisse  $X_I$  où la profondeur  $h_I$  est connue , et de même la ligne d'eau fluviale à l'amont CD, à partir de  $X'_I$  où la profondeur  $h'_I$  est également connue .

On construit à l'aide de la courbe conjuguée , de l'une ces lignes d'eau , par exemple de la ligne torrentielle , BE la ligne d'eau fluviale coupe cette courbe conjuguée au point F , qui localisait la position du ressaut si celui-ci était la longueur nulle

Il y a intérêt à se négliger la longueur du ressaut , et à le localiser , comme le représente la fig , entre les points H et G , tels que la droite IG parallèle au radier , ait une longueur égale à celle présumée le ressaut.

Dans notre étude , nous considérons un écoulement permanent bidimensionnel à surface libre . nous désignons par H la hauteur par rapport au fond , équivalent à l'énergie mécanique totale par unité de poids . nous appellerons cette hauteur conformément au langage courant "charge totale" . En désignant par h la profondeur du liquide en écoulement , et par q le débit volume par unité de largeur nous avons en vertu du théorème de BERNOULLI

$$H - h = (q^2 / 2g) \cdot q^2 / h^2 \quad (1)$$

$$q = \sqrt{2gh^3(H-h)} \quad (2)$$

La représentation graphique de la fonction exprimé par (2) est connu sous le nom de diagramme de HOCH .

La charge totale H seule ne définit pas la valeur de q et h en effet à chaque valeur de h librement choisie entre les limites 0, et H on peut coordonner une valeur de q de manière à ce que la condition exprimée par (2) soit satisfaite .

La valeur de h correspondant au maximum de q est appelée profondeur critique , et désignée par K, elle peut être déterminée par l'équation suivante:

$$3q^2/h = -6gK^2 + 4gHK = 0$$

ou plus simplement par :

$$3k^2 - 2H k = 0$$

$$\text{où } K = (2/3) \cdot H \quad \text{et} \quad H = (3/2) \cdot k \quad (3)$$

En tenant compte de (1) et de (3), on tire:

$$I/2 \cdot k = q^2/2gk^2$$

$$\text{où } K = \sqrt[3]{q^2/g} = 0,467 \sqrt[3]{q^2} \quad (4)$$

La vitesse moyenne  $y$  correspondant est appelée, vitesse critique et désignée par  $V$ ; en appliquant l'équation de continuité, on a:

$$V_k = q/k = I/k \cdot \sqrt[3]{kg} = \sqrt[3]{kg} \quad (5)$$

Cette vitesse appelée vitesse critique, est équivalente à la vitesse de propagation des petites perturbations. Dans le cas où la vitesse de l'écoulement dépasse la valeur de  $V$ ; les perturbations interviennent à l'aval ne peuvent plus remonter le courant et ne peuvent avoir aucune influence sur les caractéristiques de l'écoulement passant à l'amont d'un tronçon de courant animé d'une telle vitesse.

Dans le cas où la vitesse d'un écoulement est:

$$V < V_k$$

Nous disons que le régime de l'écoulement est fluvial, ou tranquille.

Et dans le cas où  $V > V_k$ , le régime est torrentiel.

Le débit correspondant au régime critique est:

$$q_{\max} = K V K g = 0,385 H V \sqrt{2gH} \quad (6)$$

A la présence d'un obstacle, dans un courant liquide cause des perturbations à l'amont et à l'aval de celui-ci.

Admettons que l'obstacle est un barrage deversoir.

Un courant dont le régime primitif est tranquille sera ralenti du fait de la surélévation dépend de la hauteur de l'ouvrage. Ce ralentissement et cette surélévation dépend de la hauteur de l'ouvrage et des caractéristiques du cours d'eau.

Ajoutons à la cote de la crête du barrage deversoir la distance verticale  $H_{\min} = 3/2 \cdot k$

Dans le cas où le niveau du plan de charge primitif est situé au-dessus de la cote ci-dessus défini la surélévation

du plan de charge.

Le régime permanent ne sera rétabli et le débit ne passera par la crête du barrage déversoir qu'au moment où la cote limite sera atteinte. A partir de ce moment l'écoulement restera permanent, son régime sera critique dans la verticale du seuil, et deviendra torrentiel à l'aval de celui-ci suite à l'accélération interviennent sur la pente rapide du parement aval du barrage.

Le régime de l'écoulement à l'aval du barrage reste torrentiel tant que l'accroissement de la charge occasionnée par la présence de l'ouvrage n'est pas dissipé par les p.d.c. dûe aux frottements, et au ressaut transformant le régime torrentiel, en régime fluvial.

Si le régime primitif du cours d'eau, est torrentiel, et si la cote du plan de charge n'atteint pas la cote limite, le courant devient tranquille à l'amont de l'ouvrage, sur une longueur dépendant de la hauteur du barrage, et des caractéristiques du cours d'eau.

Les considérations ci-dessus exposées montrent:

- Qu'une vitesse supérieure à celle de l'écoulement primitif ne peut se produire qu'à l'aval de l'ouvrage.
- Et que l'effet érosif cesse là, où la vitesse reprend sa valeur primitive.

Le tronçon aura une valeur minimum, si la p.d.c.  $\Delta H$  due à la dissipation d'énergie par le ressaut, est égale à la différence entre la charge totale surélevée  $H_m$  et la charge totale  $H$  du courant à son état primitif (le ressaut s'amorce vers l'aval).

Le cas où  $\Delta H$  est inférieure à  $H_m - H$ , le ressaut s'éloigne du barrage, et ne s'amorce que là où la p.d.c. totale composé des p.d.c. linéaires et singulières

Le cas où  $H$  est supérieure à  $H_m - H$ , est inconcevable, car dans cette hypothèse le débit ayant franchi l'obstacle aurait sa charge inférieure à la valeur primitive équivalente au minimum nécessaire à son écoulement.

En effet l'accélération de la veine sur le parement aval du barrage s'arrête, et le ressaut s'amorce là, où la vitesse

atteint la valeur correspondant à la condition :

$$\Delta H = H_m - H$$

Le théorème des quantités de mouvement appliqué aux sections initiales primitives et finales du ressaut donne:

$$I/2 \cdot \tilde{\omega} (h_1^2 - h_2^2) = \tilde{\omega} / g \cdot q (V_2 - V_1)$$

mais  $V_1 = q/h_1$  et  $V_2 = q/h_2$

entenant compte de (4) on aura :

$$h_1 h_2^2 + h_1^2 h_2 - 2k^3 = 0 \quad (7)$$

Entenant compte de racine positive, de l'équation,

$$h_2 = - I/2 \cdot h_1 + \sqrt{(h_1^2/4) + (2k^3/h_1)} \quad (8)$$

La hauteur du ressaut est:

$$h_2 - h_1 = - 3 H_1 / 2 + \sqrt{(h_1^2/4) + (2K^3/H_1)} \quad (9)$$

Les expériences fixent la longueur du ressaut par:

$$L = 7 (h_2 - h_1) \quad (10)$$

Le ressaut ne se produit que si:

$$\text{et } (h_1^2/4) + (2k^3/h_1) > 9 h_1^2 / 4$$

$$\text{et } 2k^3 > 2h_1^3$$

$$\text{et } K > h_1$$

c'est à dire si le régime est torrentiel.

Au début et à la fin du ressaut les charges totales sont:

$$H_1 = h_1 + V_1^2 / 2g \quad \text{et} \quad H_2 = h_2 + V_2^2 / 2g$$

La perte de charge due à la dissipation d'énergie par le ressaut est:

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

En tenant compte de (4) et (6)

$$\Delta H = (h_2 - h_1)^3 / 4 h_1 h_2 \quad (II)$$

( $H_1$  charge au début du ressaut et  $H_2$  charge à la fin du ressaut)

$h_2$  est une fonction de  $h_1$

$K$  dépend de  $q$  débit unitaire

$\Delta H$  " "  $q$  et de la profondeur  $h_1$

En application du théorème de BERNOULLI dans la charge  $H_1$ :

$$H_1 = h_1 + V_1^2 / 2g = h_1 + q^2 / 2gh_1^2$$

En tenant compte de (4)

$$H_I = h_I = + K^3 / 2h_I^2 \quad (I2)$$

En multipliant par  $h_I$

$$h_I^3 - H_I h_I^2 + I/2 \cdot K^3 = 0 \quad (I3)$$

en posant  $h_I = y + H_I/3$  (I4)

on aura une équation du 2<sup>e</sup> degré de la forme

$$y^3 - 3ay - 2b = 0$$

avec  $a = (H_I/3)^2$  et  $b = (H_I/3)^3 - K^3/4$

on obtient 3 racines réelles : car:

$$a^3 - b^3 \geq 0$$

$$h_{II} = H_I/3 + 2/3 H_I \cos I/3a \arccos \left[ 1 - 2 \left( \frac{3K/2H_I}{H_I} \right)^3 \right] \quad (I5)$$

On démontre que

$$H_I \geq h_{II} = 2/3 H_I \quad (I6)$$

La profondeur d'eau correspond à une charge totale  $H_I$  et à un débit unitaire  $q$  est:

$$\begin{array}{ll} h_{II} & \text{si l'écoulement est tranquille} \\ h_{I3} & \text{" " " torrentiel} \end{array}$$

Les caractéristiques du ressaut, transformant le régime d'un écoulement torrentiel à fluvial, qui peuvent être déterminés par les équations (3), (4) (8), (9), (10), (11), (I5), et (I6)

En substituant les valeurs de:

$$\begin{array}{ll} q & \text{unitaire} \\ H_I & \text{la distance verticale entre la position de} \\ & \text{la charge totale au droit du début du} \\ & \text{ressaut, d'une part et le niveau du radier,} \\ & \text{lieu du ressaut, d'autre part.} \end{array}$$

Pour une charge déterminée par le débit, et par les caractéristiques de l'ouvrage  $H_I$ , ne dépend que du niveau du radier qui doit être choisi tel que la perte de charge  $\Delta H$  y correspondant soit égale à la différence totale entre la charge surélevée  $H_m$  et la charge totale  $H$  du courant à son état primitif, avant la mise en place de l'ouvrage.

Le niveau et la profondeur du radier, constituant le fond du bassin de dissipation d'énergie, peuvent être déterminés en fonction du débit unitaire  $q$  et de l'accroissement de la

charge  $H_m - H$  en application de (4) , (6) , (8) (10), et (11) permettant de déterminer successivement:

- K en fonction de q  
 $h_I$  en fonction de  $H_I$  et de K  
 $h_2$  en fonction de  $h_I$  et de K  
L en fonction de  $(h_2 - h_I)$   
H " " "  $(h_2 - h_I)$

Les opérations exécutées en partant de la valeur bien déterminée de q et d'une valeur arbitrairement choisie en première hypothèse de  $H_I$  on obtient généralement une valeur de  $\Delta H$  qui ne satisfait pas à la condition exprimée par:

$$H = H_m - H$$

Dans le cas où la valeur de  $\Delta H$  calculée en application des formules ci-dessus indiquées est inférieure à  $(H_m - H)$  on recommence les opérations en attribuant à  $H_I$ , une valeur supérieure à la valeur hypothétique primitivement choisie, et ainsi de suite on arrive, après une série de tentatives, à satisfaire la condition (I), il est possible de déterminer la valeur de  $H_I$  et de L définissant la côte et la longueur du radier.

Il est possible de résoudre le problème par une méthode graphique, en utilisant des paramètres sans dimensions, dont le produit par K définit la valeur de chacun des longueurs et hauteurs caractérisant le radier et le ressaut.

En posant comme paramètres:

$$\alpha = h_I / K \quad (17)$$

$$\chi = (2\alpha^3 + 1) / 2\alpha^2 \quad (18)$$

$$\beta = \sqrt{(\alpha/2)^2 + 2/\alpha} - \alpha/2 \quad (19)$$

$$\lambda = 7(\beta - \alpha) \quad (20)$$

$$\delta = (\beta - \alpha)^3 / 4\alpha\beta \quad (21)$$

L'équation (12) devient:

$$H_I = \alpha K + K^3 / 2\alpha^2 K^2 = \chi K \quad (22)$$

L'équation (8) devient:

$$h_2 = \sqrt{(\alpha^2 K^2 / 4) + 2K^2 / \alpha} - \alpha K / 2 = \beta K \quad (23)$$

L'équation (10) devient :

$$L = 7 (\beta - \alpha) K = \lambda K \quad (24)$$

L'équation (11) devient :

$$\Delta H = \left[ (\beta - \alpha)^3 / 4\alpha\beta \right] K = \delta K \quad (25)$$

$\beta$ ,  $\lambda$ ,  $\alpha$ , et  $\delta$  sont des paramètres ne dépendent que du paramètre  $\chi$  et  $\alpha$ .  $\beta$  : Et à chaque valeur de celui-ci ne correspond qu'une seule valeur réelle positive des autres .

En conséquence, on peut énoncer que la valeur déterminée d'un seul des paramètres  $\alpha$ ,  $\chi$ ,  $\beta$ ,  $\lambda$  et  $\delta$  définit sans équivoque la seule valeur  $y$  correspondant de chacun des autres.

Les dimensions linéaires définissant le ressaut /

$H_1$ ,  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $L$  et  $\Delta H$  ; qui sont toutes proportionnelles à la valeur  $K$  de la profondeur et peuvent être obtenues en constituant le produit de  $K$  par  $\chi$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\lambda$ , et  $\delta$

Tous ces paramètres sont représentées dans un système de coordonnées à division logarithmique en partant sur les abscisses les valeurs de  $\delta$  et sur les ordonnées les valeurs de  $\alpha$ ,  $\chi$ ,  $\beta$  et  $\lambda$ , de sorte que les valeurs concomitantes de ces dernières se trouvent toutes sur une même verticale déterminé par l'abscisse représentant la valeur concomitante de  $\delta$ . une telle représentation nous a semblé logique car c'est dans tous les cas la valeur de  $\Delta H$  de l'abscisse de la charge totale due à l'établissement de l'ouvrage dont il faut partir pour calculer les caractéristiques du ressaut qui déterminent les dimensions du bassin de dissipation d'énergie à l'aval de l'ouvrage .

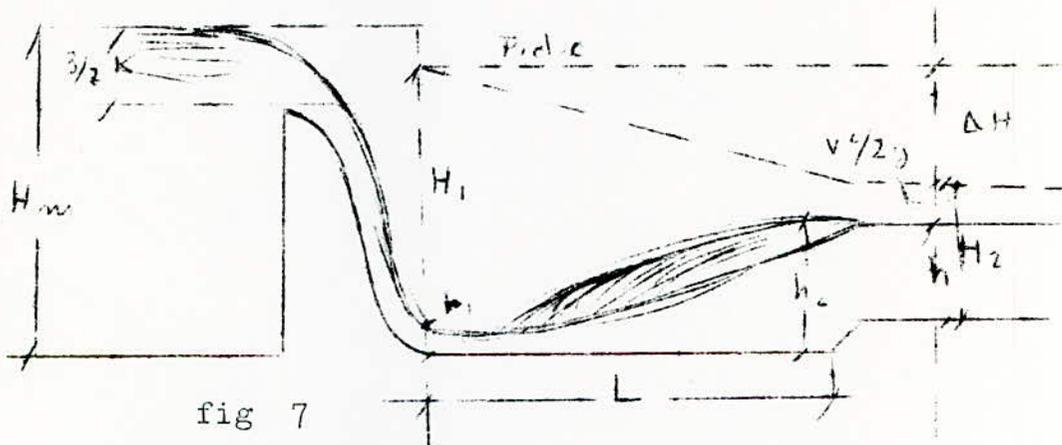
En vue de faciliter le calcul de la profondeur critique  $K$  défini par (4), ainsi que la multiplication ou la division par ce même facteur, nous avons tracé dans le même système de coordonnées la ligne représentant l'équation (4), en portant sur les abscisses les valeurs de  $q$ , et sur les ordonnées celle de  $K$  suivant l'échelle représentée sur le bord droit de la figure .

Grace à la graduation logarithmique les multiplications et par  $K$  peuvent être effectuées à l'aide d'un compas à pointes

sèches en additionnant ,ou en retranchant.

La longueur représentant  $\log K$  à ajouter ou à retrancher , doit être mesurée à partir de l'horizontale  $K=I$  , car  $\log I = 0$  ,  $\log K$  négatif là où la droite représentant l'équation (4) , descend au dessous de l'horizontale  $K=I$  , dans ce cas la multiplication par  $K$ , en ajoutant la longueur représentant  $\log K$ .

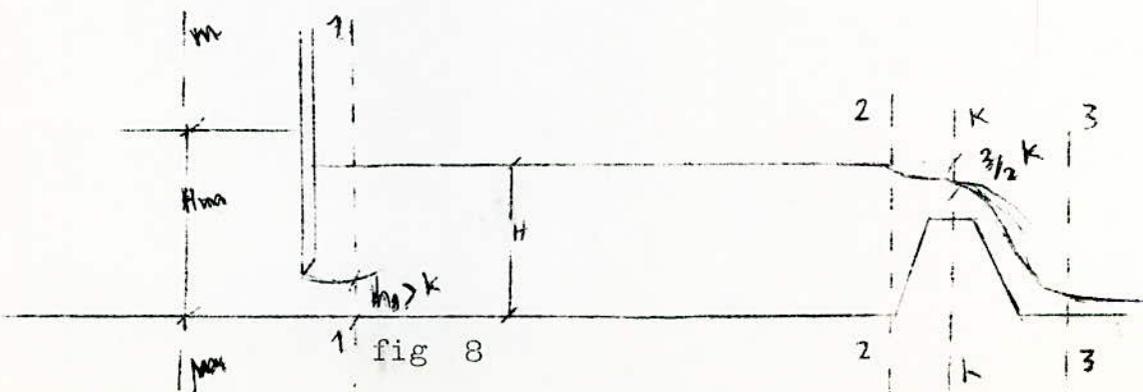
Inversement,  $\log K$  est positif lorsque la droite (4) , se passe par la zone se trouvant au dessus de l'horizontale de  $K=I$



### ETUDE du PHÉNOMÈNE à DÉBIT CROISSANT

A débit croissant , le radier est d'abord inondé, et l'écoulement y est en régime fluvial pour devenir critique au-dessus du seuil et torrentiel à l'aval de celui-ci.

Dans le cas , d'un tel écoulement , la vitesse moyenne du courant passant par la section rétrécie:



On conclut de là :

On constate que :

$$V < V_c \quad (I)$$

$$K < h_I \quad (II)$$

$$q < \sqrt{g h_I} \quad (III)$$

La charge propre au courant fluvial à l'aval de celui-ci

$$H_f = b + 3/2 \cdot K \quad (IV)$$

et à l'amont de celle-ci :

$$H_{mf} = H_f + V_I^2/2g$$

En raison de la p.d.c. due au brusque élargissement à l'aval de la vanne. en exprimant  $V_I$  par  $q$  et par  $h_I$  L'équation ci-dessus devient:

$$H_{mf} = H_f + q^2/2gh_I^2 \quad (V)$$

La profondeur critique étant par définition:

$$K = \sqrt[3]{q^2/g}$$

on tire

$$q^2/g = k^3 \quad (VI)$$

En éliminant  $q^2/g$  entre (V) et (VI), on tire:

$$H_{mf} = H_f + k^3 / 2h_I^2$$

En tenant compte de (II), cette dernière équation devient

$$H_{mf} < H_f + 1/2 \cdot h_I$$

soit, en tenant compte de (IV):

$$H_{mf} < b + 2h_I \quad (VII)$$

2-

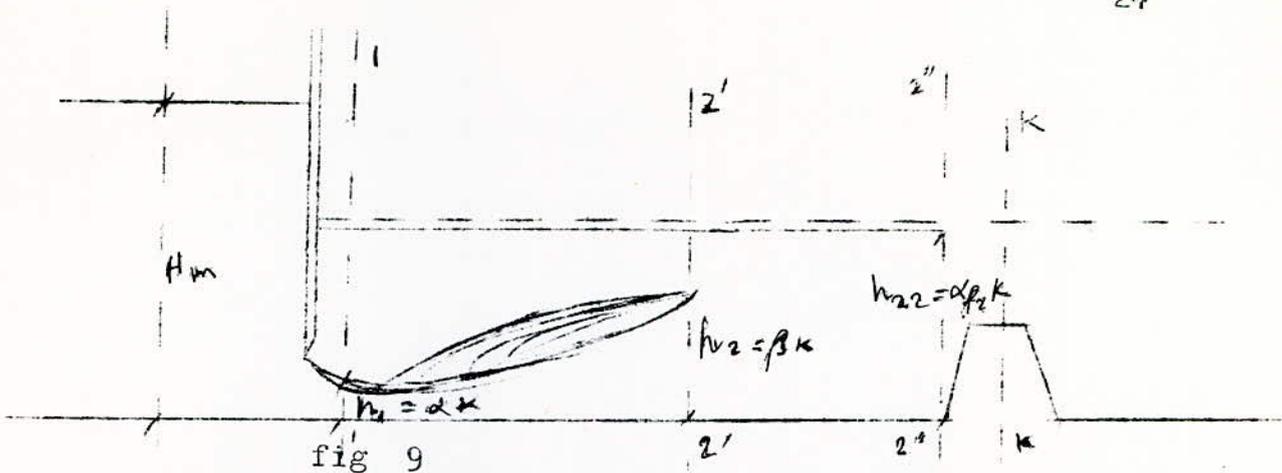
Lorsque la vitesse en (I), dépasse la vitesse critique

Soit, lorsque:

$$V_I > V_c \quad (VIII)$$

$$K > h_I \quad (IX)$$

Le régime devient torrentiel pour devenir fluvial quelque part entre (1) et (2); ce qui implique l'existence d'un ressaut quelque part entre (1) et (2), mais la veine effluent sans le battant noyée.



- Tant que la profondeur  $h_2$ , à l'aval du ressaut, définie par:

$$h_I / K = 0 \Rightarrow B \Rightarrow h_2 = \beta K \quad (X)$$

correspondant au  $h_I$  et au  $q$  restera au-dessous du plan d'eau imposée par la charge :

$$H = b + 3/2 \cdot K$$

et défini par :

$$H/K \neq \chi_2 \Rightarrow \alpha_{f2} \Rightarrow h_{22} = \alpha_{f2} K \quad (XI)$$

c.à ; D tant que:

$$\beta K < \alpha_{f2} K \quad (XII)$$

$$\beta < \alpha_{f2} \quad (XIII)$$

ou tant que la position du plan de charge à l'aval du ressaut définie par:

$$h_I / K = \alpha \Rightarrow \delta \Rightarrow \chi_I - \delta \Rightarrow H_I - \Delta H = (\chi_I - \delta) K \quad (XIV)$$

reste au dessous du  $H$  définie par (IV) soit tant que:

$$H_I - \Delta H < H \quad (XV)$$

ou encrochant que

$$\chi_I - \delta < b/K ; 3/2 \quad (XVI)$$

la perte de charge décroît à l'aval au fur et à mesure que

le débit s'accroît:

3 - Cette perte de charge disparaît et on aura :

$$H_m - H = 0 \quad (XVII)$$

si la veine sortant sous la vanne devient complètement dénoyée en <sup>(1)</sup>, c.à.d. à l'instant où les inégalités (XVI), (XIII), et (XVI) se transforment en égalités.

Ainsi pour le cas de cette condition limite on tire de (XV) en tenant compte de (XVII) et de (IV).

$$H_m - H = b + 3/2.K \quad (\text{XVIII})$$

on divisant par K :

$$\chi - \delta = b/K + 3/2 \quad (\text{XX})$$

En désignant par  $H_k$  la charge au-dessus du seuil et on pose:

$$\chi_k = H_k / K$$

la relation (XIV) devient:

$$H_k / K = \chi_k = \chi - \delta - b/K = 3/2 \quad (\text{XX})$$

en désignant par  $K_{\max}$  la valeur de K satisfaisant à (XX), on tire de l'abaque " L " la valeur du paramètre totale y correspondant:

$$\chi_{\max} = H_{\max} / K_{\max} \quad (\text{XXI})$$

la valeur du débit y correspondant est donné par :

$$q_{\max} = \sqrt{g K^3} \quad (\text{XXII})$$

4 - A partir de l'instant où le débit croissant dépasse la valeur limite de  $q_{\max}$  on a :

$$\chi_k > 3/2$$

ce qui implique l'existence d'un régime torrentiel au-dessus du seuil, et par voie de conséquence la disparition du ressaut

La perte de charge occasionnée par le ressaut devient:

$$\Delta H = 0 \Rightarrow \delta = 0$$

Et l'équation (XX) se transforme en:

$$\chi_k = \chi - 0 - b/K \gg 3/2 \quad (\text{XXIII})$$

L'expérience montre que, une fois le débit croissant dépasse légèrement la valeur de  $q_{\max}$  le ressaut est en état stationnaire en position presque invariable, puis va disparaître après quelques minutes à l'aval.

A ce moment le régime devient torrentiel sur toute la longueur du canal; entraînant un accroissement dans la vitesse à l'aval de l'ouvrage.

Les forces d'enfainement, sont proportionnelles au carré de la vitesse, subissant un accroissement brusque atteignant des valeurs extrêmement élevées, avant pour suite des affouillements caractéristiques, on dit que le régime "naturel" change en régime "catastrophique".

### Etude du phénomène à débit décroissant

Une fois le régime devenu torrentiel, on fait décroître le débit, et on constate que le régime reste torrentiel pour de débit sensiblement inférieur à  $q_{max}$ .

cette persistance torrentiel dure théoriquement (en négligeant la perte de charge) tant que:

$$\chi_k \geq 3/2$$

condition qui peut être formulée en tenant compte de (XXIII)

$$\text{par } \chi - b/K \geq 3/2 \quad (\text{XXIV})$$

en désignant par  $\chi$  la valeur satisfaisant à (XXIV) par  $\chi_{max}$  on tire, en multipliant par  $K_{min}$  (valeur de  $\chi$  satisfaisant à (XXIV)).

$$H_{min} = b + 3/2 K_{min} \quad (\text{XXV})$$

La valeur  $y$  correspondant de  $q$  est donnée par :

$$q_{min} = \sqrt{g K_{min}^3} \quad (\text{XXVI})$$

6 - Lorsque le débit décroissant descend au-dessous de la valeur

limite  $q_{min}$  correspondant à  $H_{min}$ ,  $K_{min}$ , etc...., Le régime devient semblable à celui qui est décrit à l'art. 2; caractérisé par la présence sur le radier d'un ressaut se noyant de plus en plus au fur et à mesure que le débit diminue. ce régime persiste sur le radier tant que la condition

$$q_{min} > q > q_f \quad \text{et} \quad H_{min} > H > H_{mf} \quad (\text{XXVII})$$

reste satisfaite.

7 - Lorsque le débit décroissant descend au-dessous de la valeur limite  $q_f$  correspondant à  $H_{mf}$ ,  $K_f$  etc....

Le régime devient fluvial au-dessus du radier, et régi par les mêmes lois que l'écoulement décrit à l'art. I.

Solutions numériques des phénomènes

à:                    -débit croissant  
                          - débit décroissant

I - Débit croissant :

I-Le régime de l'écoulement sur le radier reste fluvial au-dessus du radier

Tant que la charge à l'amont de la vanne:

$$H_m = H_{mf} = b + 2h_I \quad (\text{VII})$$

$$H_{mf} = 1,4 + 2,0,7 \cdot 0,5 = 2,10 \text{ m}$$

Tant que la profondeur critique :

$$K = h_I \quad (\text{II})$$

$$h_I = 0,7 \cdot 0,5 = 0,35$$

et tant que le débit unitaire :

$$q = q_f \quad (\text{XXII})$$

$$q_f = \sqrt{g} h_I^3 = 0,65 \text{ m}^2/\text{sec}$$

2 - Le radier sera couvert d'un ressaut noyé tant que:

$$H_{mf} \quad H_m \quad H_{max}$$

La valeur limite supérieure intervenant dans cette dernière inégalité est par définition;

$$H_{max} = \chi_{max} \cdot K_{max}$$

on trouve les valeurs de  $\chi_{max}$   $K_{max}$  et de  $q_{max}$ ; en application des formules (X), (XXI) et (XXII) en dressant à l'aide de l'abaque " L " le tableau ci-après:

K	1,0	1,2	1,25	1,27
b/K	1,4	1,17	1,12	1,10
b/K + 3/2	2,9	2,67	2,62	<u>2,60</u>
$\alpha = h_I/K$	0,35	0,292	0,20	0,265
$\chi$	4,38	5,58	6,50	7,20
$\delta$	2,08	3,50	3,95	4,60
$\chi - \delta$	2,30	2,48	2,55	<u>2,60</u>

Les résultats rapportés au tableau ci-dessus montrent que l'équation (XXI), est satisfaite pour:

$$\begin{aligned} \chi - \delta &= b/k + 3/2 = 2,60 && \text{et permet de trouver} \\ K_{\max} &= 1,27 \text{ m} && \text{et} && \chi_{\max} = 7,20 \\ q_{\max} &= \sqrt{9,8 \cdot 1,27^3} && 4,50 \text{ m}^2/\text{sec} && \text{(XXII)} \\ H_{\max} &= 7,20 \cdot 1,27 \text{ m} \end{aligned}$$

3 - Les valeurs ci-contre déterminées de  $K_{\max}$ ,  $q_{\max}$ , et de  $H_{\max}$ , constituant la limite supérieure de  $K$ ,  $q$  et de  $H_{\max}$ , compatibles avec la persistance du ressaut au-dessus du radier.

Un écoulement déterminé par  $H_{\max}$ ,  $q_{\max}$ ,  $K_{\max}$ , est caractérisé par une veine effluant sous le battant parfaitement déveillé.

4- Lorsque les susdites valeurs limites, sont dépassées par les valeurs croissant de la charge et du débit, et de la profondeur critique y correspondant, le régime devient torrentiel sur toute la longueur.

## II débit décroissant

5 - Le régime torrentiel de l'écoulement à débit décroissant persiste tant que :

$$\chi - b/K \cong 3/2 \quad (\text{XXIV})$$

Pour trouver les valeurs  $q_{\min}$  et  $K_{\min}$  satisfaisant à (XXIV), on dresse le tableau ci-dessous:

K	1,0	0,80	0,85	0,825
b/K	1,4	1,75	1,55	1,70
$Q = h_I/K$	0,35	0,438	0,412	0,424
$\chi$	4,38	3,05	3,35	3,20
$\chi - b/K$	2,98	1,30	1,80	1,50

On tire du tableau ci-dessus:

$$K_{\min} = 0,825m \quad \text{et} \quad \chi_{\min} = 3,20$$

Le débit unitaire y correspondant:

$$q_{\min} = \sqrt{9,8 \cdot 0,825^3} = 2,35 \quad m^2/sec \quad (\text{XXVI})$$

Et la charge à l'amont de la vanne:

$$H_{\min} = 3,20 \cdot 0,825 = 2,64 \quad m$$

6 - Lorsque  $K$ ,  $q$  et  $H_m$  décroissent, descendent au-dessous des valeurs limite ci dessus déterminées le radier sera couvert d'un ressaut noyé:

7 - Le ressaut disparaîtra si les susdits paramètres descendent au dessous

$$K_f = 0,35 \quad q_f = 0,65 \quad m^2/sec \quad \text{et} \quad H_{mf} = 2,10 \quad m$$

déjà déterminées à l'art I, dans cette phase l'écoulement redevient fluvial:

Le phénomène d'hysteresis caractérisant le cycle des phases consecutives de l'écoulement objet du présent exemple signifie dans la pratique que si une fois la crue déversant par l'ouvrage atteint la valeur limite de  $q_{\max}$  de manière à entraîner le changement du régime de l'écoulement en torrentiel, et

à marquer ainsi le début d'affouillements caractéristiques , ceux-ci , continueront à persister même pendant la décrue tant que le débit n'atteint pas la valeur  $q_f$  correspondant :

$$K_f = h_I \tag{II}$$

et à  $H_{mf} = b + 2h_I \tag{VII}$

Solution paramétrique concernant le ressaut

En tenant compte de l'équation (22) ; l'équation (VI), devient :

$$H_I = \chi K = a' + 3/2 K \tag{VI'}$$

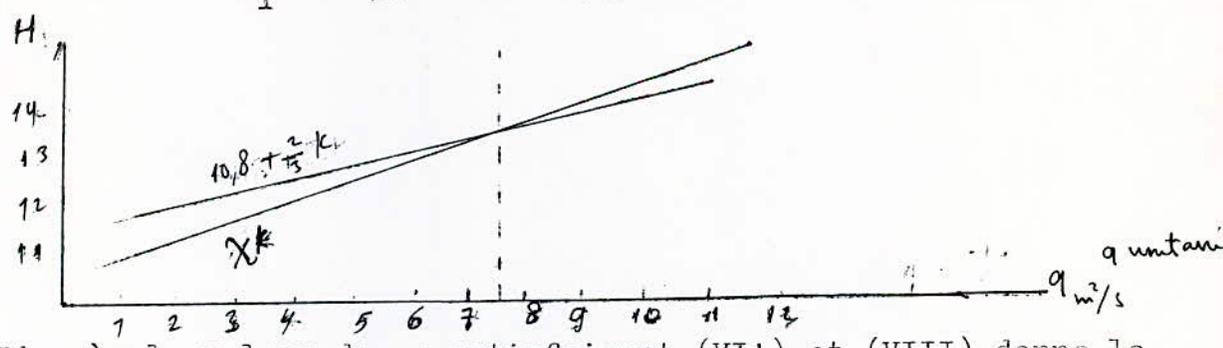
d'une manière analogue avec (25) on tire de (VII) :

$$\delta = a/K \tag{VII'}$$

Pour chaque valeur de  $q$  correspond une valeur de  $K$  , correspondant et on tire  $\delta$  de (VII4) ; la valeur de  $\delta$  portée en abscisse permet de lire dans l'abaque la valeur de  $\chi$

L'opération se répète pour plusieurs valeurs de  $q$  , on a des couples de valeur définissant la fonction

$$H_I = \chi K = f(q) \tag{VIII}$$



D'après la valeur de  $q$  satisfaisant (VI') et (VIII) donne la solution du problème.

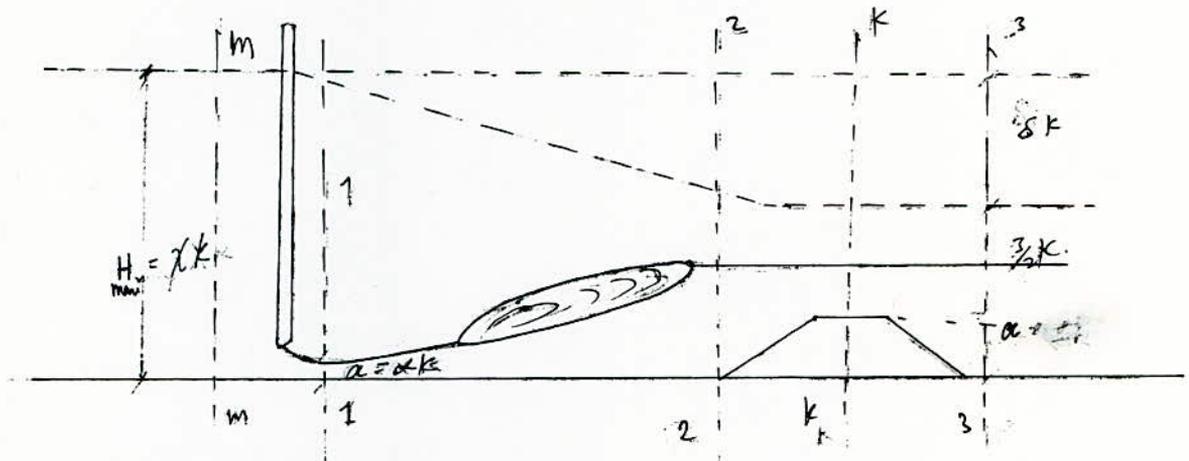
$q$	I	IO	8	7	<u>7,5</u>
$K$	0,47	2,17	1,35	1,71	1,79
$\delta = 8,7/K$	18,6	4,00	4,70	5,09	4,86
$\chi$	22,3	6,60	7,35	7,80	7,52
$\chi K = H_{max}$	10,5	14,3	13,6	13,33	<u>13,46</u>

10,8 + 3/2 . K    11,5    14,5    13,57    13,37    13,46

D'où on tire la valeur du débit unitaire admissible:

$$q_{\max} = 7,50 \text{ m}^2/\text{Sec}$$

Dans notre cas, l'écoulement bidimensionnel représenté, est contrôlé :



- Par la vanne de fond

- Par le seuil

en admet que le coefficient de vitesse:  $C_V = 1$

et que la p.d.c. sauf celle due au ressaut sont négligeables  
déterminer :

a.- la valeur maxima de  $H = H_{\max}$  compatible avec le maintien du ressaut à l'amont du seuil.

b.- la vitesse moyenne  $V_1$  dans la section contractée,

c.- " "  $V_{kt}$

d.- " "  $V_{kt}$  après disparition du res-

saut.

Solution :

Dans la section k. On a :

$$\alpha k = \frac{3}{2} k + \delta k = \chi k$$

$$\text{d'où } \alpha + \delta = \chi - \frac{3}{2}$$

On tire de l'abaque du ressaut bidimensionnel :

$\delta$	1	0,5	0,7
$\alpha$	0,43	0,52	0,48
$\alpha + \delta$	1,43	1,02	1,18
$\chi - \frac{3}{2}$	1,66	0,90	1,18
$\chi$	3,10	2,40	2,68

d'autre part on tire de 17 :

$$K = \frac{a}{C} = \frac{a}{0,48} = 0,467 \frac{2}{q^3}$$

$$\text{d'où } a = 0,221 q^{2/3}$$

$$\text{et } q = 9,42 a^{3/2}$$

Le tableau ci-après donne les valeurs de K et de  $K K$   
 $H_{\max}$  en fonction de a pour 0,5 a 1,0

a	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
k	2,08	1,87	1,67	1,46	1,25	1,04
$H_{\max}$	5,58	5,02	4,46	3,91	3,35	2,79

b.- La vitesse moyenne dans la section (1)  $V_1 = \frac{q}{a}$

a	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
$V_1$	9,37	8,92	8,40	7,86	7,27	6,44 m/sec

c.- La vitesse moyenne dans la section (K)

$V_{Kc}$	4,50	4,28	4,03	3,77	3,49	3,09 m/sec
----------	------	------	------	------	------	------------

d.- La vitesse moyenne dans la section (K) s'il n'y a pas  
 de ressaut. (écoulement en régime terr. sur toute la  
 longueur)

$\alpha K + \chi K = \chi_3 K = \chi - 0 = 2,68 - 0,48 = 2,20$   
 on lit dans l'abaque la valeur y correspondant de

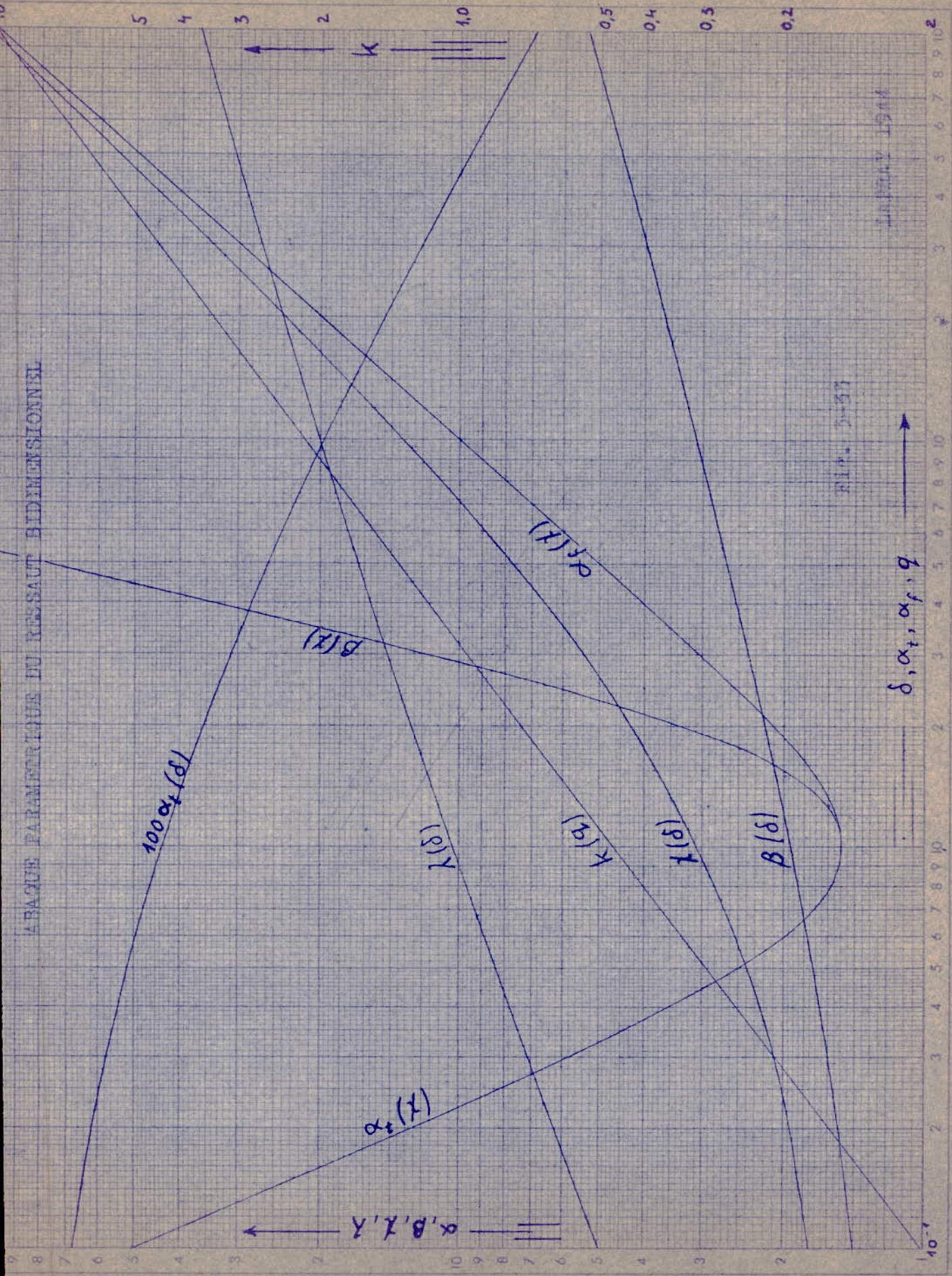
$$q_{kt} = 0,545$$

et on calcule les vitesses par  $V_{kt} = \frac{q}{\alpha_{kt} \cdot K}$

$V_{kt}$	8,17	7,86	7,40	6,92	6,40	5,68 m/sec.
----------	------	------	------	------	------	-------------

====0000====

ABACUS PARAMÉTRIQUE DU RESSAUT BIDIMENSIONNEL



Autre solution pour le Ressaut

Les relations entre les variables  $h_1$ ,  $V_1$  et  $h_2$  et  $V_2$  caractérisent un ressaut ; se produisant dans un canal rectangulaire.

Ce procédé est la méthode de "F+M", qui consiste à déterminer les conjuguées, les tirants d'eau et les vitesses correspondent à un débit unitaire.

Entre les sections 1 et 2 sur une largeur égale à l'unité de longueur

$$\tilde{w} h_1^2 / 2 = \tilde{w} h_2^2 / 2 = \rho q (V_2 - V_1) = \rho V_2^2 h_2 - \rho V_1^2 h_1$$

ou 
$$\tilde{w} h_1^2 / 2 + \rho V_1^2 h_1 = \tilde{w} h_2^2 / 2 + \rho V_2^2 h_2$$

qui représente

$$F_1 + M_1 = F_2 + M_2$$

F étant la force due à la pression hydrostatique

M " la quantité de mouvement, traversant la section pour unité du temps

F + M correspond à un débit unitaire (unité de largeur)

$$F + M = \tilde{w} h^2 / 2 + \rho q^2 / h$$

la fig ci-après représente les valeurs de la somme (F + M) correspond à un débit  $q = 1 \text{ m}^3/\text{sec}$ , en fonction de h

chaque verticale coupe la courbe en deux points, déterminant deux valeurs de h correspond au minimum de (F + M); en égalant à zéro la dérivée de (F + M), on tire la valeur de tirant d'eau critique K

$$K = (q/g)^{1/3}$$

si  $q \neq 1 \text{ m}^3/\text{sec}$  (correspond à la similitude de REECHÉFROUD) on pourra utiliser la courbe

Le ressaut se manifeste dans le cas de l'écoulement de régime torrentiel en régime tranquille

Les tirants d'eau conjugués sont liés aux nombre de FROUDE caractérisant l'écoulement à l'aval et à l'amont.

$$F_1 = V_1^2 / gh_1$$

$$F_2 = V_2^2 / gh_2$$

en vertu de l'équation de continuité

$$V_1^2 h_1^2 = g F_1 h_1^3 = V_2^2 h_2^2 = g F_2 h_2^3$$

d'où  $F_I h_I^3 = F_2 h_2^3$

on tire

$$h_I^2 (I + 2 V_I^2 / g h_I) = h_2^2 (I + 2 V_2^2 / g h_2)$$

qui sera écrit  $(I + 2 F_I) F_I^{-2/3} = (I + 2 F_2) F_2^{-2/3}$

on peut tirer  $h_2$

$$h_2 = - h_I / 2 + \sqrt{(h_I / 2)^2 + 2 V_I^2 h_I / g}$$

et  $F_2 = 8 F_I / (VI + 8 F_I - I)^3$

Donc le nombre de FROUDE à l'amont est toujours supérieur à I, et inférieur à I à l'aval du ressaut

Pour cela, on présente à l'ouvrage un bassin protecteur pour dissiper l'énergie à l'aval (barrage deversoir)

D'après une longue étude sur le nombre de FROUDE, on peut conclure que :

$I \leq F \leq 3$  ondes stationnaire, et faible différence entre les conjuguées des tirants d'eau amont et aval.

Et lorsque  $F_I$  devient égale à 3 il y aura des tourbillons dans le rouleau

$3 \leq F_I \leq 6$  surface lisse et parfaite, la vitesse et la p.d.c; sont faibles

$6 \leq F_I \leq 20$  mouvement oscillatoire de la veine entre le fond et la surface d'eau.

$20 \leq F_I \leq 80$  apparition du ressaut en bonne condition le ressaut est équilibré et son action est efficace.

$F_I > 80$  ressaut caractérisé par de bon rendement La dissipation de l'énergie atteint 85% de la charge totale.

Il est nécessaire d'utiliser un seuil dans le canal rectangulaire.

Détermination de la ligne de charge H

soient  $h$  le tirant d'eau

$V^2 / 2g$  la hauteur capable de la vitesse

$$H = h + V^2 / 2g \quad (\text{L'énergie spécifique}) \text{ ou couramment perte de charge}$$

Pour un canal rectangulaire de largeur  $b$ , véhiculant

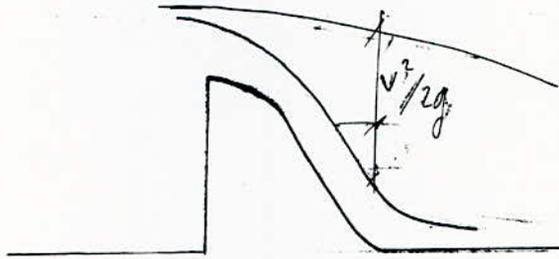
un débit  $Q$  , doù  $q = Q/B$

$V$  la vitesse moyenne ,  $h$  est le tirant d'eau

$$V \cdot h = q$$

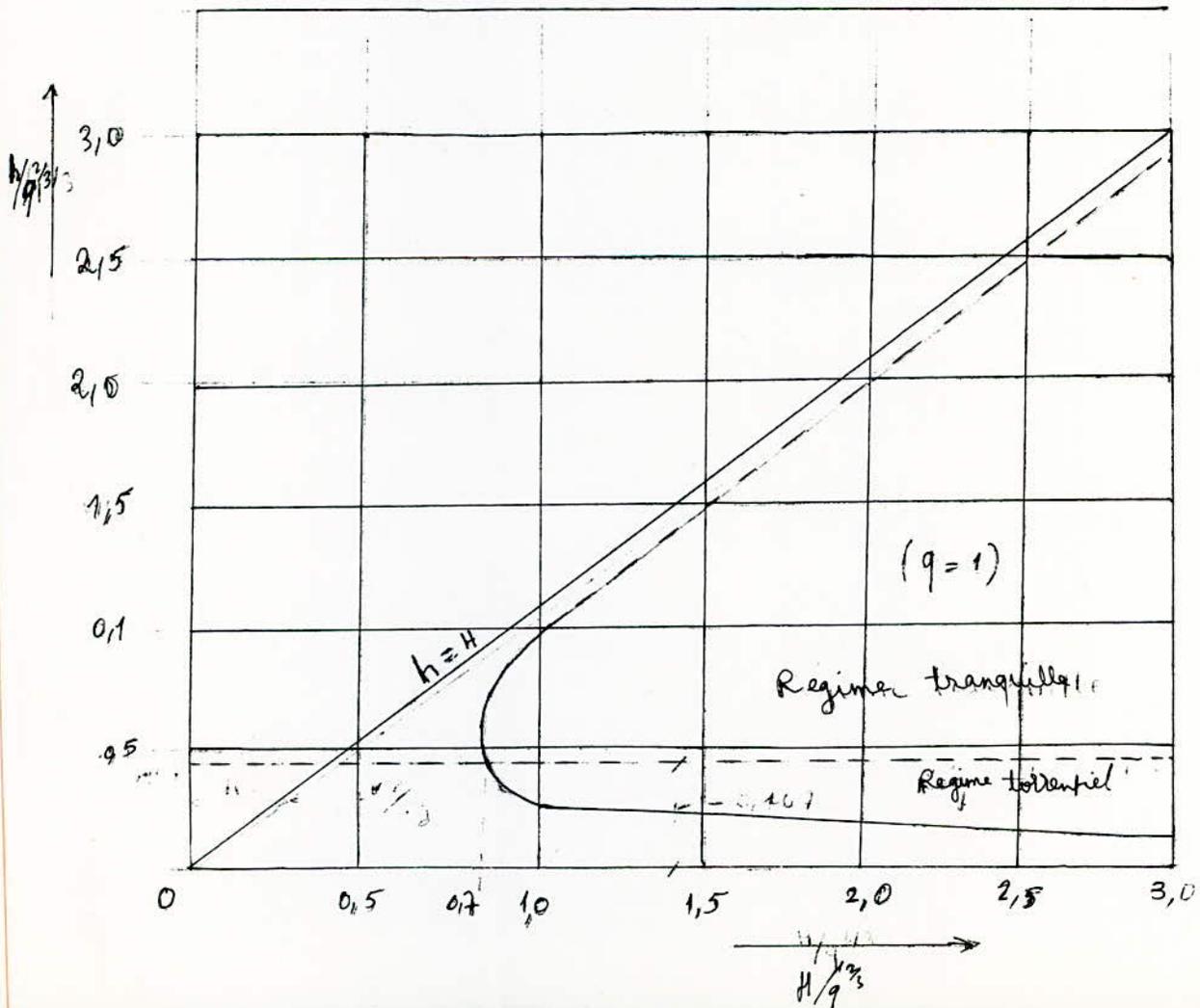
en substituant dans  $H$ , on aura :

$$H = h + \frac{q^2}{2gh^2}$$



La représente courbe ,  $h = f(H)$  pour un débit  $q = 1 \text{ m}^3/\text{sec}$

L'horizontale indiquée par l'ordonnée  $h/q^{2/3} = K / q^{2/3} = 0,467$



Pour avoir la valeur de  $H_{\min}$ , on dérive l'équation de la charge totale  $H = h + q^2/2gh^2 \Rightarrow dH/dh = I - q^2/gh^3$

qui sera désigné par  $K = (q^2/g)^{1/3}$ , qui nous permet de déterminer la valeur de  $H_{\min}$  (III)

On éliminant  $q$  entre les relations (II) et (III), on aura

$$H_{\min} = 3/2 \cdot K \quad (IV)$$

On élimine  $H$  entre (I) et (IV) on obtient la valeur de  $V_c$  correspondant à la condition définie par :

$$H = H_{\min} \quad \text{et} \quad h = K$$

qui est la vitesse critique

$$V_c = \sqrt{K g} \quad (V)$$

On peut déterminer les conditions de l'écoulement en régime critique par une voie, en analysant les variations  $q$  en fonction de  $h$  pour une charge totale  $H = I$ , l'équation (II) sera:

$$I = h + q^2/2gh^2$$

Soit

$$q^2 = (I - h) \cdot 2gh^2$$

$$q^2/2g = h^2 - h^3 \quad (VI)$$

$$\text{on tire} \quad q = \sqrt{(h^2 - h^3) 2g} \quad (VII)$$

Pour avoir la valeur maximum de  $q$  qui correspond au maximum de  $q^2/2g$ , on trouve la valeur de  $h$  en égalant la dérivée de (VI) à zéro :

$$-d(q^2/2g)/dh = 3h^2 - 2h = 0 \quad (VIII)$$

on tire de cette équation du second degré, la valeur de  $h$

$$h = (2 + \sqrt{4})/6 = 2/3 = K \quad (IX)$$

La courbe qui représente la relation (VII) est appelée diagramme de KOCH. Ce diagramme donne directement une lecture qui correspond entre  $q/H^{3/2}$  en fonction de  $h/H$

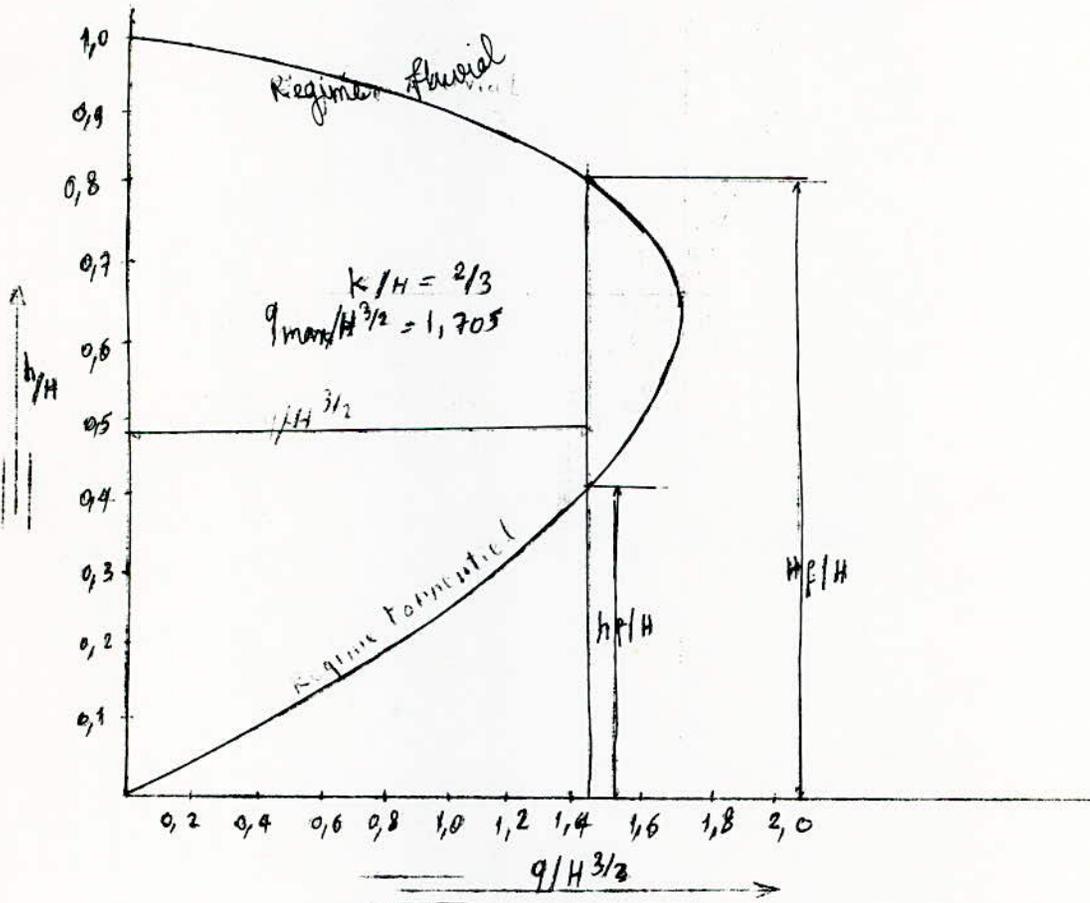
Donc le diagramme de KOCH nous permet de déterminer à partir de  $q$  soumis à une même charge, peut s'écouler soit en régime : fluvial moyennant un tirant d'eau  $h_f > 2/3 \cdot H$

Soit en régime torrentiel, moyennant un tirant d'eau  $h_t < 2/3 \cdot H$ .  
 La valeur critique du tirant d'eau correspond à la valeur maximale  
 du débit unitaire  $q$  est

$$K = 2/3 \cdot H \quad (X)$$

Et le débit unitaire maximal

$$q/H^{3/2} = 1,705 \quad (XI)$$



Écoulement graduellement non uniforme

Il constitue un cas spécial des écoulements permanents, le tirant d'eau, l'aire mouillée, la pente du fond et le rayon hydraulique varient très lentement le long du canal; ce qui est, la perte de charge par unité de longueur dans une section, ne dépend que de débit et de tirant d'eau et que la variation du tirant d'eau  $dh/dL$  n'intervient pas. Donc on exprime la perte de charge par unité de longueur  $J$ , par la formule de MANNING

$$J = \Delta H / \Delta L = n^2 Q^2 / 0,677 A^2 R^{4/3} \quad (\text{XII})$$

( $J$  étant l'angle formé par la ligne de charge et l'horizontale)

Si  $J_0$  du fond de conduite (pente géométrique)  
 $J_p$  de la ligne d'eau (piézométrique)  
 $J$  de la ligne des charges totales.

La détermination des éléments caractéristiques d'un écoulement non uniforme sera à l'aide :

- par la méthode ( tronçon par tronçon )
- par intégration numérique .

Ce qui nous concerne pour notre étude, est la méthode par intégration numérique. Ce procédé applicable aux écoulements passant par canaux à profil constant et à pente géométrique invariable.

Cela est proposé d'une équation différentielle entre  $L$  et  $h$   
 $d/dL \cdot ( V^2/2g + Z_0 - J_0 L + h ) = -n^2 Q^2 / 0,677 A^2 R^{4/3} \quad (\text{XIII})$

$Z_0$  désigne la côte du fond du canal dans la section à étudier dont  $L = 0$

$$- V/g \cdot dV/dL + J_0 - Dh/dL = n^2 Q^2 / 0,677 A^2 R^{4/3} \quad (\text{XIV})$$

mais  $V A = Q$

on élimine  $V$  on aura :

$$(dV/dL)A + V(dA/dL) = 0$$

posant  $dA = l dh$  ( $l$  = largeur du plan d'eau)

on substituant  $V$  en (XIV), et on intègre de  $h_1$  à  $h_2$

$$L = \int_{h_1}^{h_2} \frac{1 - Q^2 \frac{1}{g} \frac{A^3}{A^5}}{J_0 - n^2 \frac{Q^2}{0,677 A^2 R^{4/3}}} dh \quad (\text{XV})$$

(L la distance entre les deux sections étudiées), ayant les tirants d'eau  $h_1$  et  $h_2$  ;

Si le numérateur de la fonction est zéro, l'écoulement est critique,

Si le dénominateur est zéro, l'écoulement est uniforme  $J = J_0$

Pour un canal à section droite et à pente invariable, la fonction ne dépend que de  $h$ .

$$F(h) = \frac{I - Q^2 I / g A^3}{J_0 - n^2 Q^2 / 0,677 A^2 R^{4/3}} \quad (\text{XVI})$$

Il est possible d'intégrer la fonction par planimétrie, en posant  $h$  en abscisse et  $f(h)$  en ordonnée

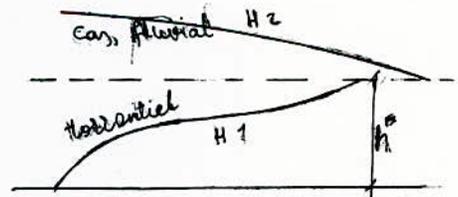
$$L = \int_{h_1}^{h_2} F(h) dh \quad (\text{XVII})$$

### Classification des profils en long des écoulements

graduellement non uniformes .

L'équation (XV) révèle qu'il y a plusieurs types de profils on cite, d'après leurs pentes géométriques :

- 1 - pente adverse
- 2 - pente horizontale
- 3 - pente suave
- 4 - pente critique
- 5 - pente forte



1 - signifie que la pente est contre le profil en long de la surface d'eau, il n'y a pas de tirant d'eau, mais il est possible d'être supérieur ou inférieur

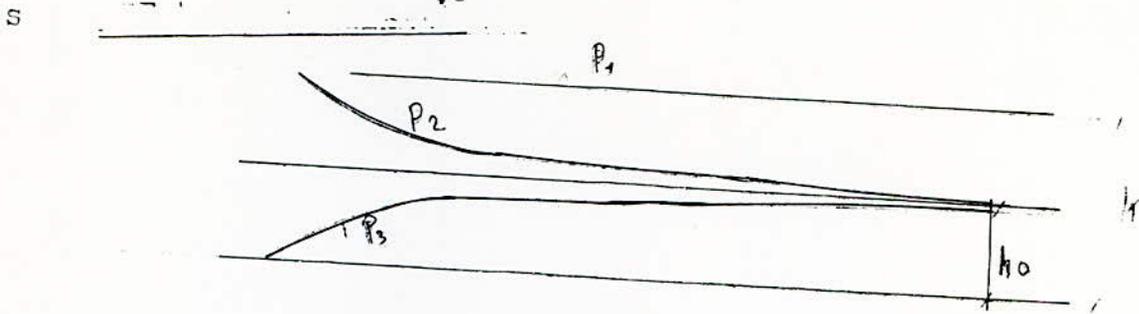
$J_0$  est négative  $\implies$  régime torrentiel ; et le numérateur de la fonction est négatif

$$dL = \frac{I - C_1 / h^3}{J_0 - C_2 / h^{10/3}} dh \quad (\text{XVIII})$$

et  $F(h)$  est positive et le tirant d'eau augmente

Régime est tranquille, le numérateur est positif ;  $F(h)$  est négatif le tirant diminue vers l'aval.





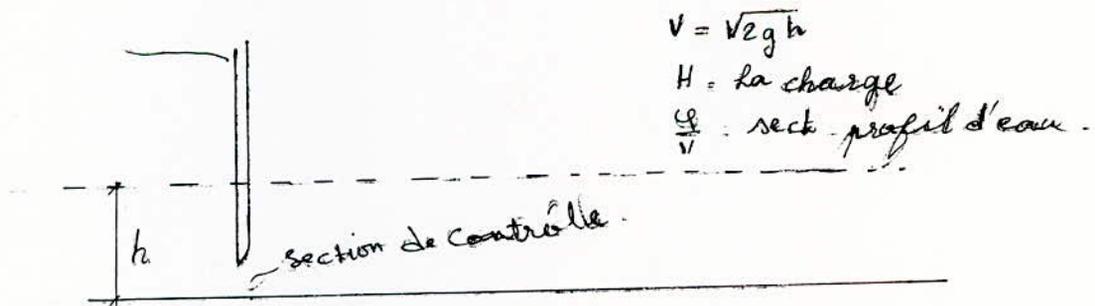
### Sections de contrôle

Un écoulement en régime torrentiel est caractérisé par une vitesse supérieure à la vitesse de la propagation des perturbations, ce qui est nécessaire à créer un contrôle à la section

Andis que, l'écoulement en régime tranquille est caractérisé par une vitesse inférieure à celles de propagation de perturbations

Autrement dit l'écoulement tranquille est contrôlé, par les conditions à l'aval

Les sections de contrôle se situent à l'entrée ou à la sortie des canaux, pour ne pas changer les pentes. Une vanne peut contrôler le phénomène de l'écoulement à l'amont et à l'aval

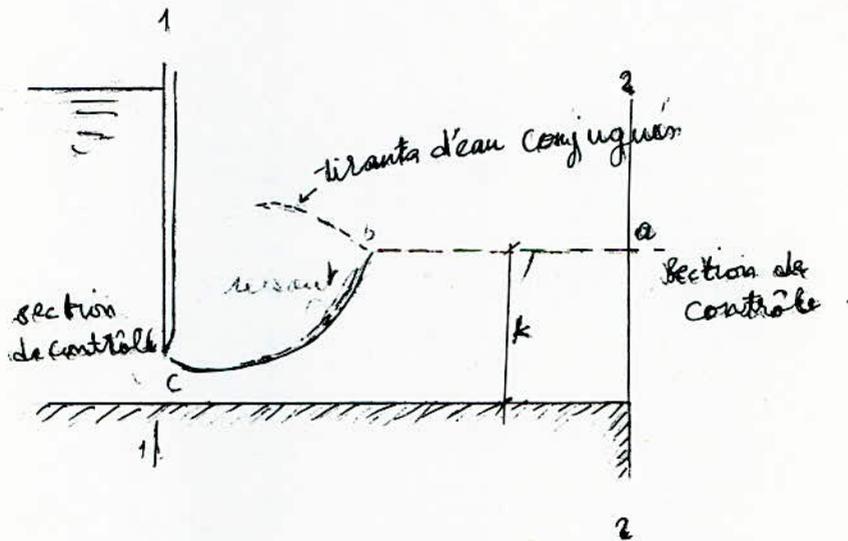


### Détermination de l'emplacement du ressaut hydraulique à l'aval d'une vanne de fond

Le profil du courant liquide sortant de l'aval de la vanne de fond représente une courbe

Le tirant d'eau  $h$  reste torrentiel et il n'y a pas de ressaut. Si le tirant d'eau déterminé par la courbe, atteint la valeur de  $K$ , avant la fin de la plateforme, le régime changera par un ressaut tranquille avant de passer par la fin de la

plateforme . Le tirant d'eau dans la section 2 est  $h = K$   
 En partant de cette section on construit une courbe  $ab$  ,  
 constituant le profil enlong de la surface liquide à l'amont  
 de la fin de la plateforme . Pour déterminer l'emplacement du  
 ressaut on trace la courbe constituant le lieu géométrique des  
 tirants d'eau conjugués de cette dernière courbe <sup>bc</sup> se situe part  
 tant au-des de la courbe  $ab$  , des tirants d'eau conjugués  
 il n'y a pas de ressaut et l'écoulement dévient noyé ; et la  
 courbe  $ab$  s'étend jusqu'à la vanne.



E S S A I S

E T

R E S U L T A T S

==00000==

== APPAREILS DE MESURE ==

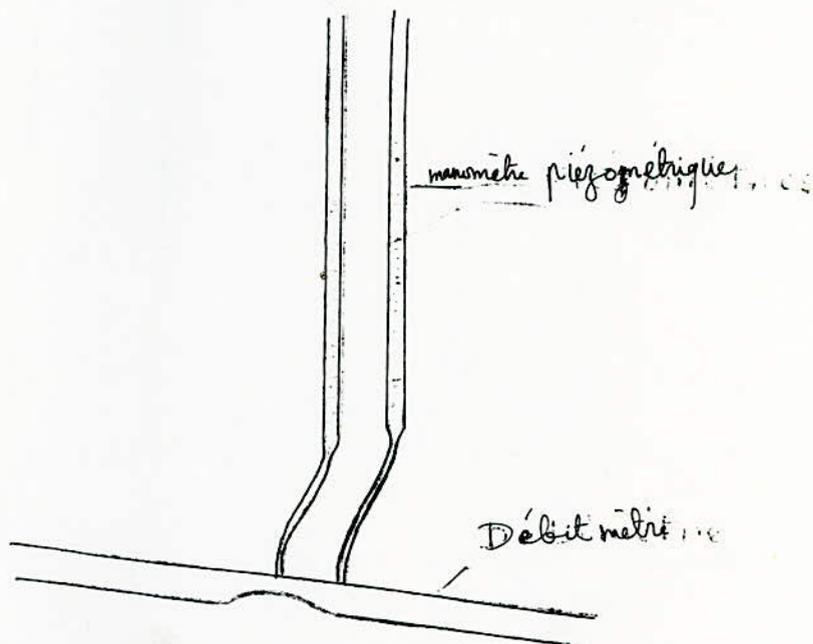
Dans les réalisations des essais sur le modèle, j'ai besoin d'utiliser certains appareils qui m'aident à déterminer certains résultats. Je cite :

les manomètres différentiels.

Ils sont constitués par ~~xx~~ des piézomètres ordinaires à eau. On a utilisé des tubes en plexiglas pour fabriquer ces piézomètres. Ces tubes sont rattachés par des raccords flexibles (munis de dispositifs de purge) transparents en nylon aux prises des pressions sur les débits mètres.

Ces prises de pression sont constituées par un orifice beaucoup plus faible que celui du tube du manomètre. Ceci élimine les fluctuations dans le tube .

La lecture sur deux tubes déterminera la chute piézométriques  $Z$  intervenant dans le convergent, en raison de la transformation en énergie cinétique , de l'énergie potentielle de pression. c'est en fonction de  $Z$  que nous pouvons contrôler le débit.



== DISPOSITIFS D'ETALONNAGE ==

=====

Pour les petits débits, on recueille dans un récipient le volume d'eau écoulé pendant une durée  $t$ , et on en déduit le débit :  $Q = \frac{V}{t}$

Le volume  $V$  est mesuré directement dans la capacité jaugée, confectionnée à cette occasion.

Le temps  $t$  est observé à l'aide d'un chronomètre ordinaire .

CAPACITES JAUGÉES :

Cet appareil est un récipient composé de deux parties, la première métallique à section horizontale de  $0,25 \text{ dm}^2$  et l'autre en plexiglas de section horizontale de  $1 \text{ dm}^2$ .

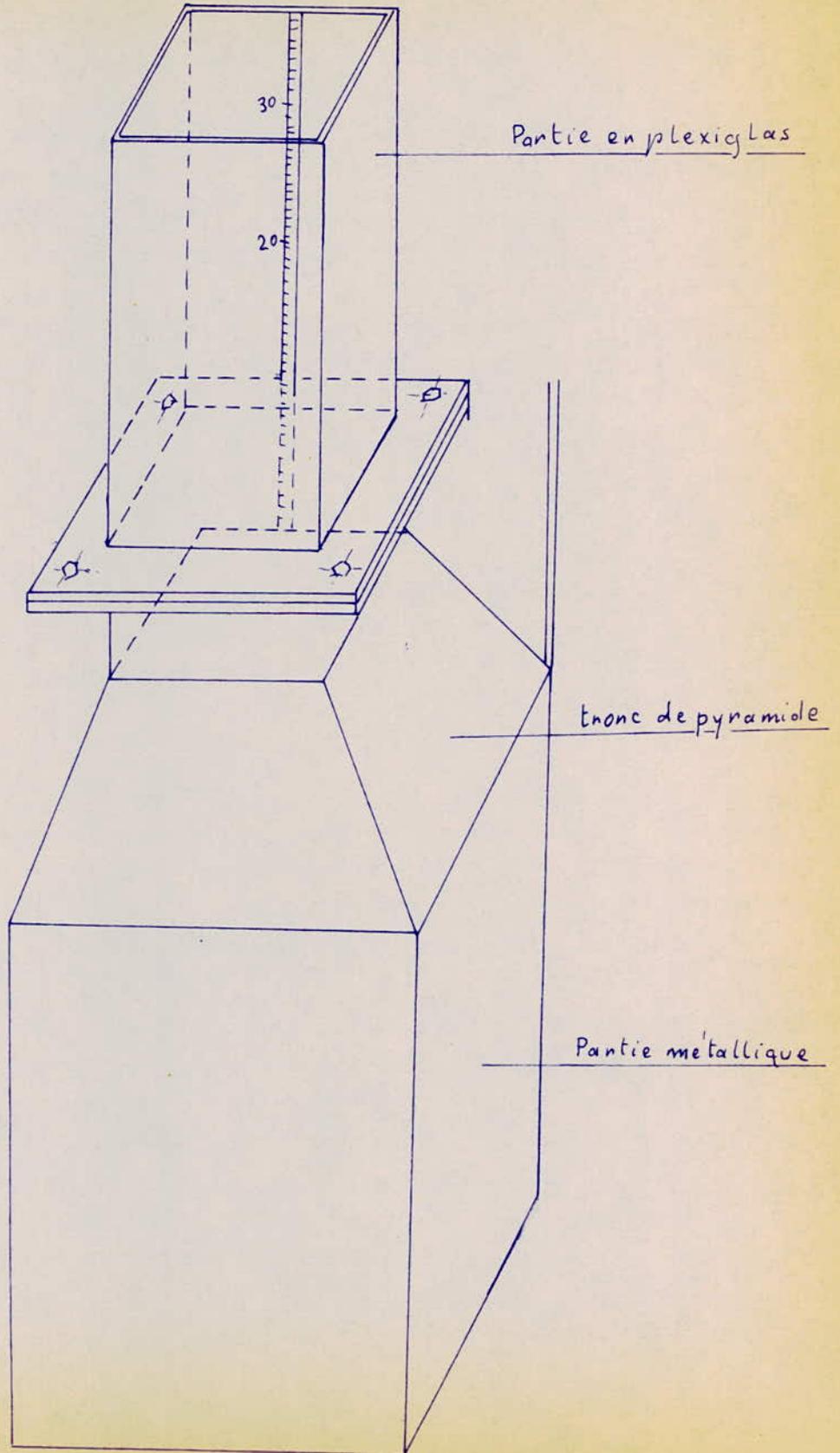
La partie métallique est constituée d'un tronc inférieur, prismatique et d'un autre tronc supérieur de transition en forme de tronc de pyramide.

La partie en plexiglas, superposée à la partie métallique, a pour section un carré de  $10 \text{ cm}$  sur  $10 \text{ cm}$ .

Une réglette graduée en position verticale permet la lecture des volumes contenus sachant :

- que la division de  $20 \text{ cm}$  correspondant à un volume de  $28 \text{ litres}$ .
- Que la différence de  $1 \text{ cm}$  lu sur la réglette correspondant à  $1/10$  de litre. (voir figure ci-après).

# Capacité Jaugée

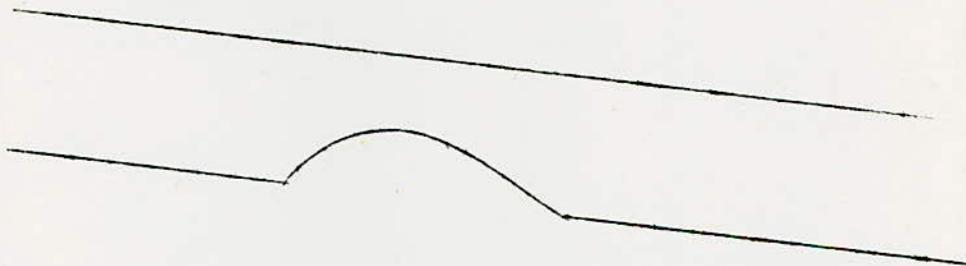


### Débit-mètre à section rétrécie en forme de segment

Dans l'hydraulique des conduites en charge, on mesure souvent le débit en produisant une variation de vitesse au moyen d'un rétrécissement du tuyau. Si l'on mesure le terme  $v^2/2g$  avant et dans le rétrécissement, on a la différence  $(v_2^2 - v_1^2)/2g$  on peut déduire le débit  $Q$ . Le rétrécissement de la veine liquide peut être provoqué par un diaphragme (à bord tranchant) par une tuyère à bord arrondi ou par un tube de forme particulière inventé par Mr LAPRAY

Ce type n'a rien de commun avec le tube venturi, si ce n'est qu'il est basé sur un rétrécissement graduel de la section suivi d'un élargissement graduel aussi, et qu'il sert également à la mesure des débits.

Les débit-mètres seront dans une position inclinée légèrement pour éliminer éventuellement les phénomènes de cavitations.



En principe, le débit-mètre à section rétrécie constitue un fort rétrécissement du tube suivi d'un élargissement qu'il prend la forme du tube.

Le grand avantage de ce débit-mètre consiste en la présence de faibles pertes de charges.

Etalonnage du débit-mètre à segment rétréci

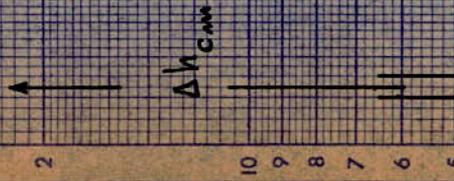
Forme de segment

Temps sec	Volume l.	Hauteur piézométrique $\Delta h$	débit Q l/sec
540	27,1	5,3	$5,0 \cdot 10^2$
420	27,9	9,3	6,66 "
360	27,4	13,7	7,69 "
300	29,4	17,7	9,89 "
300	29,4	20,8	9,8 "
235	25,5	25	10,8 "

( Voir la courbe ci-après )

Courbe d'étalonnage du débit - mètre à segment

$$Q = f(\Delta h)$$



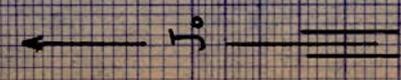
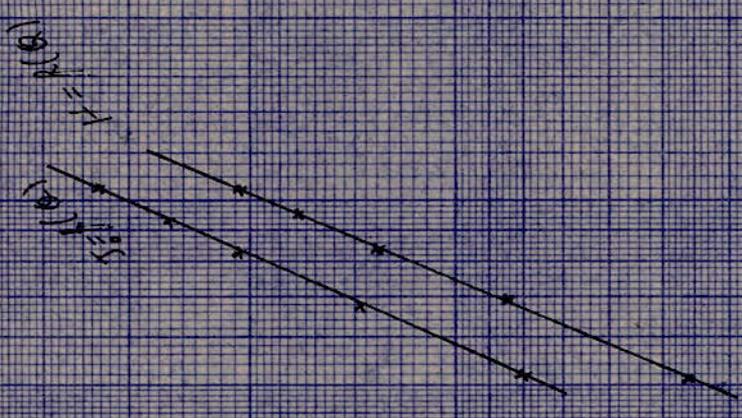
$Q$  (l/sec)

Determination de la pente géométrique  $J_0 = \sin \theta$   
en fonction de la charge H et du débit Q

n° de calle	$h_1$	$h_2$	$\Delta h$ $cm$	$H$ $cm$	$J_0$	$\theta^\circ$	$Q$ l/sec. $10^{-1}$
20	43,4	18,4	24,7	20,5	0,32	18°,6	1,07
16	41,4	20,0	21,4	17	0,272	15°,6	0,98
12	38,5	22,9	15,6	13	0,213	12°,4	0,85
8	35,0	24,3	10,7	8,25	0,150	8°,7	0,71
4	32,0	26,1	5,9	4,6	0,08	4°,6	0,52

( Voir la courbe ci-après )

courbes représentatives  
 de  $J_0 = f(Q)$  (la pente géométrique)  
 $H = f(a)$  (la charge totale)



Détermination des paramètres  $k$ ,  $\chi$ ,  $\alpha_t$ ; et  $h_2$   
en fonction de la charge  $H$  et du débit  $Q$

$q =$  Le débit unitaire  $= Q / B$

( la largeur du canal  $= 2$  cm )

Débit $q$ cm <sup>2</sup> /sec	$k = \sqrt[3]{q^2/g}$ cm	$H_3 = a + \frac{3}{2} k$ cm	$H_3/k = \chi = \beta$ <del>cm</del>	$\alpha_t$	$h_2 = \alpha_t \cdot k$ cm
54	1,97	4,36	2,22	0,34	0,67
49	1,35	3,42	2,54	0,275	0,52
43	1,23	3,24	2,64	0,255	0,495
35	1,08	3,02	2,8	0,230	0,455
12	0,775	2,56	3,3	0,166	0,327

(  $a =$  la hauteur du seuil  $= 1,4$  cm )

Détermination de la vitesse  $V$ ,  $n$  de Manning,  $C$  de Chézy, en fonction des  $J_0$  (la pente géométrique) du débit  $Q$ , et du rayon hydraulique  $R = h_2$

=====

Débit $q$ $\text{cm}^2/\text{sec}$	$J_0 = \sin \theta$	$H$ $\text{cm}$	vitesse $V$ $\text{m}/\text{sec}$	$H$ $\text{m}$	$C$ $\text{m}^{1/2}/\text{sec}$	$n$
54	0,32	20,5	2,00	$2,7 \cdot 10^{-3}$	69	$4,45 \cdot 10^{-3}$
49	0,272	17	1,81	"	67	4,58 "
43	0,213	13	1,60	"	66,8	4,6 "
35	0,15	8,25	1,27	"	62	4,95 "
26	0,08	4,6	0,095	12,7	12,7	4,90 "

Coefficient de Chézy est calculé par la relation

$$C = \frac{0,823}{n} R^{1/6}$$

La rugosité de Nikuradsé calculé d'après :

$$C = 10,1 - 17,54 \log \varepsilon / D_H \quad (\varepsilon / D_H = 5 \cdot 10^{-4})$$

$$= 4,2,7 \cdot 10^{-3} \cdot 5 \cdot 10^{-4} = 5,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Manning  $n$  trouvé d'après :

$$C = \frac{0,823}{n} R^{1/6}$$

$$\text{d'où } n = (0,823/69) (2700 \cdot 10^{-6})^{1/6} = 4,45 \cdot 10^{-3}$$

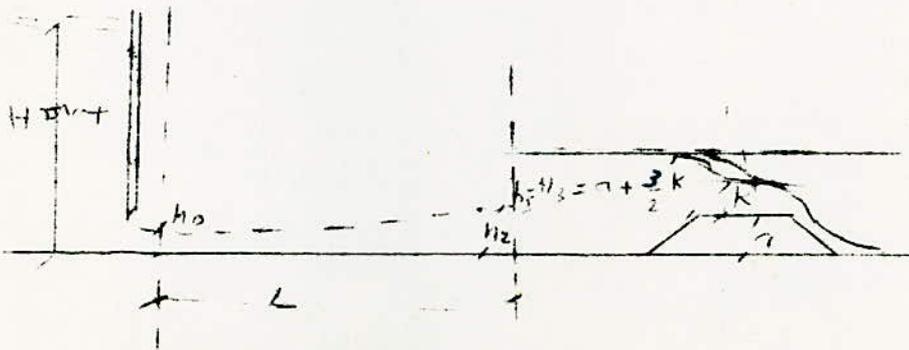
Nombre de Reynolds est de valeur  $Re = 1,4 \cdot 10^3$

$$Re = 4 q / \nu$$

Détermination de l'emplacement du ressaut  
à l'aide de la formule :

$$L = \frac{0,1562}{n^2} \frac{q^2}{q^2} (h^{3/3} - h_0^{3/3}) + \frac{0,0518}{n^2} (h^{4/3} - h_0^{4/3})$$

Débit $q$ cm <sup>2</sup> /sec	$h_0$ cm	$h_2$ cm	L (cm)
54	0,3	0,67	400
49	"	0,52	485
43	"	0,50	500
35	"	0,45	522
12	"	0,33	535



## CONCLUSION

Dans certains cas , les méthodes de calcul théoriques , qui ont appliquées au cours de calcul des certains paramètres , ne donnent pas une réponse suffisamment précise à certaines questions importantes pour étudier un projet d'étude .

Pour cela , on a fait d'innombrables séries d'essais . Les méthodes d'essais mêmes ont été considérablement perfectionnées , de sorte qu'on dispose actuellement de valeurs expérimentales sûres .

D'après les essais effectués sur le modèle , je conclus que malgré les erreurs provenant, parfois du modèle géométrique et du rassemblement des pièces , les résultats demeurent respectables pour un modèle pareil , qui aide à la réalisation sur nature ,

On ajoute que , pour les faibles débits , la perte de charge linéaire est considérable. pour cela il faut respecter une valeur limite maxima du rapport  $L/K$  pour avoir négliger la perte de charge

Ainsi les valeurs trouvées du débit , de la ligne de charge la vitesse d'écoulement à travers du canal bidimensionnel , et les hauteurs conjuguées (  $h_1$  ,  $h_2$  ) , donnent une idée primitive sur ce qui se passe dans le prototype ,

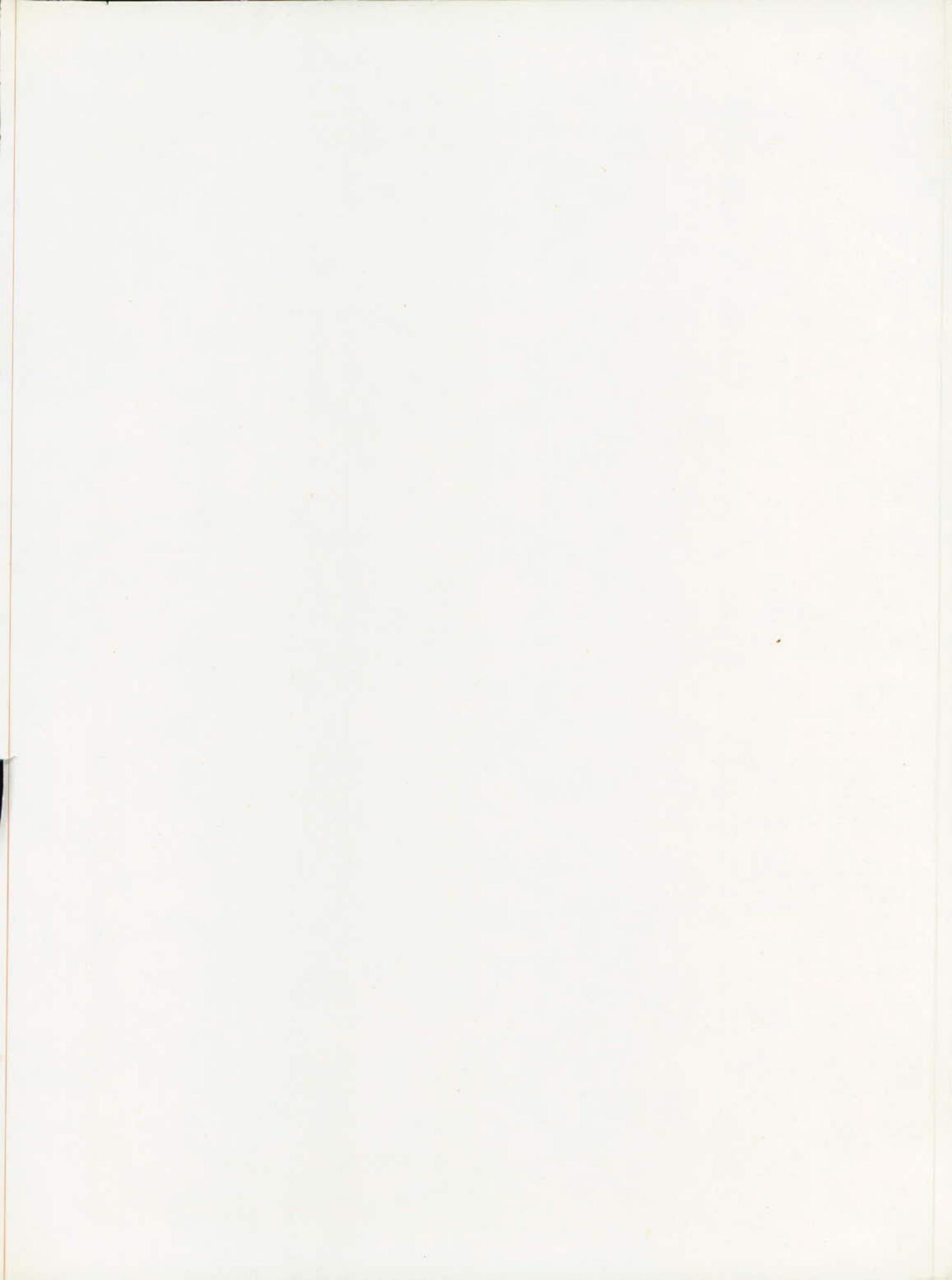
ajoutons que , les solutions paramétriques d'un écoulement bidimensionnel , varié dans l'espace , peuvent être résolues à l'aide d'un abaque paramétrique réaliser par M. G. de LAPRAY

Certe , les résultats aussi rapides et laborieux pour un hydraulicien intéressé .

Cela fera l'objet des études pour les prochaines années

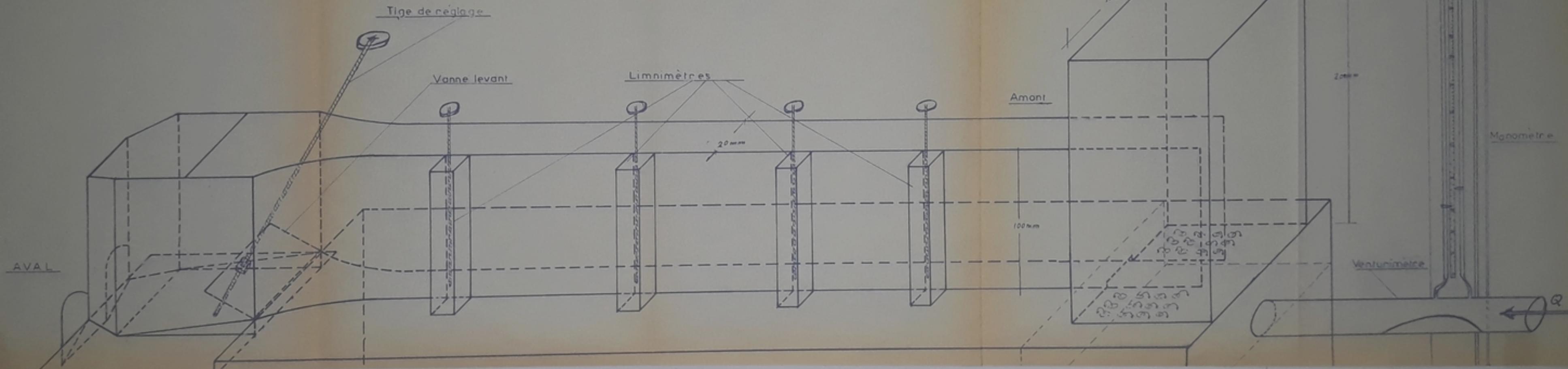
BIBLIOGRAPHIE

- Cours d'hydraulique de Mr LAPRAY
- L'hydraulique de l'ingenieur par G. REMENIERAS
- Hydraulique des canaux decouverts en regime permanent  
par E. CRAUSSE

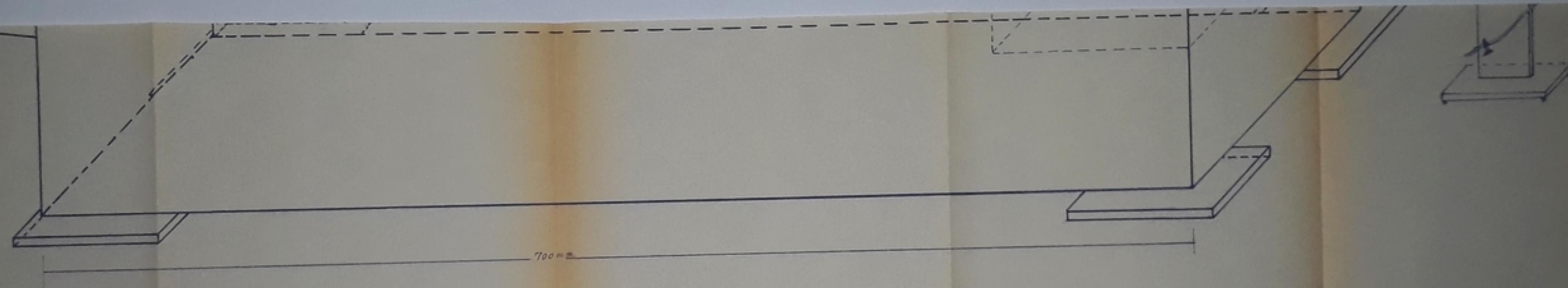


PB 00471

-1-



Echelle 1/25



LE MODÈLE

PB00471

-2-