

10/97

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT - GENIE HYDRAULIQUE

المكتبة الوطنية المتعددة التخصصات  
المكتبة -  
BIBLIOTHEQUE -  
Ecole Nationale Polytechnique

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE HYDRAULIQUE

## **Thème**

**ETUDE EXPERIMENTALE SUR LES  
ÉCOULEMENTS DANS LES CANAUX EN  
MARCHES D'ESCALIER**

**Proposé et dirigé par:**

Melle S. BENMAMAR  
Mr. N. GAFSI

**Etudié par :**

Melle OUABBAS Yamina  
Mr. FEZOUI Rédha

PROMOTION OCTOBRE 1997

ENP 10, Avenue Hacem Badi EL-HARRACH. ALGER

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT DE GENIE HYDRAULIQUE

المكتبة — المكتبة  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE HYDRAULIQUE

## Thème

**ETUDE EXPERIMENTALE SUR LES  
ÉCOULEMENTS DANS LES CANAUX EN  
MARCHES D'ESCALIER**

**Proposé et dirigé par:**

Melle S. BENMAMAR  
Mr. N. GAFSI

**Etudié par :**

Melle OUABBAS Yamina  
Mr. FEZOUI Rédha

PROMOTION OCTOBRE 1997

ENP 10, Avenue Hacén Badi EL-HARRACH. ALGER

# Dédicaces



*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :*

- . La mémoire de ma chère et regrettée sœur Saliha*
- . Ma mère et mon père pour tous les sacrifices et les efforts qu'ils ont déployés pour me voir enfin réussir*
- . Tous mes frères & sœurs*
- . Mes neveux et nièces*
- . Toute ma famille*
- . Celui qui fait ma joie et mon bonheur « Madjid »*
- . Et à tous mes ami(es)*

*Yamina*

# Dédicaces



*Je dédie cet humble travail à mes très chers parents qui n'ont cessé de me soutenir, et de m'épauler dans tous mes choix, et à qui je dois toute ma gratitude.*

*A mes frères : Abdellah, Nourdine, et Ali.*

*A ma sœur : Sadika, et ma cousine : Aïcha.*

*A mes ami(es) de bougie : Massy, Malika, Rafik, Hamza,*

*K. Ahmed et Mosa.*

*A mes ami(es) d'Alger : Abdelhak, Amine, Malik, Ithem, Sihem,*

*Wassila et Yamina.*

*A Saliha.*

*Et à tous ceux qui ont compté à mes yeux, et qui ont ramené dans ma vie la chaleur d'un sentiment sacré « L'Amitié ».*

*Redha*

## REMERCIEMENTS



Aucun mot, aucune expression ne suffiront pour traduire notre immense gratitude à notre promotrice, Melle. S. BENMAMAR, pour son aide, ses conseils et sa disponibilité à la réalisation de ce travail.

Qu'elle veuille bien accepter nos remerciements les plus sincères.

Nous remercions également Mr. N. GAFSI, qui nous a toujours soutenu, pour son aide précieuse dans l'achèvement de ce travail.

Nous n'oublierons pas de remercier Mr. S. HANINE ainsi que nos amis Amine et Abdelhak, pour leur disponibilité à nous aider.

Nous remercions tous les enseignants sans exception pour leurs patience et servitude. Ils ont contribué depuis notre plus jeune âge à nous transmettre leur savoir pour assurer notre formation.

Enfin, une grande reconnaissance et un grand merci sont adressés aux personnel de la bibliothèque et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre projet. Leur soutien nous a été bénéfique pour la réalisation de ce travail.

# SOMMAIRE



## Introduction

<b>Chapitre 0 : « Historique. »</b>	1
<b>Chapitre I : « Etat de connaissance sur les écoulements dans les canaux en marches d'escalier. »</b>	4
I.1. Introduction.	4
I.2. Modèle de SORENSON et COL (1985).	4
I.2.1. Description des modèles.	5
I.2.2. Présentation des résultats.	5
I.3. Etude de RAJARATMAN et COL (1990).	6
I.3.1. Présentation.	6
I.3.2. Détermination de l'énergie dissipée dans les évacuateurs en marches d'escalier.	8
I.4. Etude de PERAS , ROYET et DEGOUTTE (Mai 1990).	9
I.4.1. Description des modèles.	9
I.4.2. Méthodologie de l'expérimentation.	9
I.4.3. Présentation des résultats « Ecoulements sur les gradins ».	10
I.4.3.1. Les écoulements en nappe.	10
I.4.3.2. Les écoulements très turbulents.	12
I.4.4. Dissipation de l'énergie sur les déversoirs en gradins de gabions.	13
I.5. Etude de J. DIEZ-CASCON, J. LBLANCO, J. REVILLA et R. GARCIA.	13
I.5.1. Description des expériences.	14
I.5.2. Présentation des résultats.	14
I.6. Etude de M. STEPHENSON (1991).	16
I.7. Etude de George CHRISDOULOU et COL (1993).	20
I.7.1. Description des expériences.	20
I.7.2. Présentation des résultats.	20
I.8. Etude de H. CHANSON (1994).	23
<b>Chapitre II : « Présentation des écoulements en nappe. »</b>	
II.1. Introduction.	24
II.2. Caractéristiques hydrauliques des écoulements en nappe.	24
II.3. Dissipation d'énergie.	30
II.4. Conception des évacuateurs avec régime d'écoulement en nappe.	32
<b>Chapitre III : « Présentation des écoulements très turbulents. »</b>	
III.1. Introduction.	35
III.2. Début du régime très turbulent.	35

<i>III.3.</i> Ascension de la couche limitée.	38
<i>III.4.</i> Application aux canaux en marches d'escalier.	40
<i>III.5.</i> Conditions de l'écoulement uniforme.	42
<i>III.5.1.</i> Définitions.	42
<i>III.5.2.</i> Les propriétés de l'écoulement.	43
<i>III.6.</i> Résistance de l'écoulement.	45
<i>III.7.</i> Comparaison avec des écoulements sur de grandes rugosités.	52
<i>III.7.1.</i> Résistance de l'écoulement sur une rugosité triangulaire.	52
<i>III.7.2.</i> Résistance sur des canaux en enrochement.	53
<i>III.7.3.</i> Les effets de l'entraînement d'air sur la résistance des écoulements.	55
<i>III.7.4.</i> La distribution des vitesses.	57

**Chapitre IV : « Dispositif expérimental et mesures. »**

<i>IV.1.</i> Introduction.	61
<i>IV.2.</i> Description du dispositif expérimental.	61
<i>IV.3.</i> Description des modèles des canaux en escalier.	61
<i>IV.4.</i> Moyens de mesure.	62
<i>IV.4.1.</i> Mesure des hauteurs d'eau.	62
<i>IV.4.2.</i> Mesure des pressions.	62
<i>IV.4.3.</i> Mesure des débits.	62
<i>IV.4.4.</i> Relevé de la pente $\alpha$ .	63
<i>IV.5.</i> Mode opératoire.	63
<i>IV.6.</i> Observations et mesures.	63

**Chapitre V : « Analyse des résultats expérimental. »**

<i>V.1.</i> Introduction.	69
<i>V.2.</i> Ecoulement dans les canaux horizontaux	69
<i>V.2.1.</i> Tracé de la ligne d'eau	69
<i>V.2.2.</i> Evolution des pressions.	69
<i>V.3.</i> Ecoulement dans les canaux pour les pentes variable.	77
<i>V.3.1.</i> Les différents types d'écoulements.	77
<i>V.3.2.</i> Détermination des régimes d'écoulement dans les différents modèles.	77
<i>V.3.3.</i> Détermination des caractéristiques hydraulique des écoulements en nappe.	88
<i>V.3.4.</i> Dissipation d'énergie	96
<i>V.4.</i> Conclusion sur les modèles	104
<i>V.5.</i> Comparaison des différents modèles.	105
<i>V.6.</i> Détermination du point d'inception	

« CONCLUSION GENERALE »	113
« ANNEXE »	114
« BIBLIOGRAPHIE »	



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# INTRODUCTION

# INTRODUCTION

Etant un facteur vital pour l'homme, l'eau a été, et sera toujours l'une des préoccupations primordiales des civilisations. Depuis l'antiquité, jusqu'aux civilisations contemporaines, l'homme a essayé tant bien que mal de stocker et d'exploiter les eaux souterraines, et celles de surface. Pour cela il lui a fallu bâtir des barrages, des réservoirs et des canaux, dont l'importance croissait avec ses besoins.

Avec la construction des barrages, un autre problème est apparu pour l'évacuation des forts débits, générés par les crues. Par son importance et sa puissance, la construction d'un ouvrage particulier est devenue nécessaire.

S'est fait jour alors l'évacuateur de crues qui a nécessité des études de conception et d'exécution extrêmement délicates, tenant compte de tout paramètre.

Une fois évacuée, l'eau s'écoule sur un canal ouvert avec une grande vitesse qui peut endommager le corps du barrage, le cours d'eau naturel et le canal en lui même. Il est donc nécessaire de dissiper la majeure partie de l'énergie cinétique de l'écoulement, ce qui est d'ordinaire accompli par :

- Un nid d'eau à l'aval du barrage qui amortit la vitesse de l'écoulement.
- Un bassin standard de dissipation où se crée un ressaut hydraulique qui permet la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau.
- La construction de marches sur l'évacuateur de crues en lui même. Ces marches augmentent significativement le taux de la dissipation.

Notons que l'intérêt que porte les coursiers des évacuateurs en marches d'escalier, s'est fait jour avec l'apparition du béton compacté au rouleau (B.C.R) qui présente une facilité dans son utilisation en couches minces, et dans l'organisation de ces dernières en marches d'escalier. Ceci permet à l'écoulement de perdre une importante partie de son énergie sur les marches, et donc de réduire les dimensions des ouvrages de dissipation au pied aval du barrage.

L'objet de notre travail est l'étude des différents écoulement sur les canaux en marches d'escalier et la détermination de la dissipation sur ces derniers.

Le plan de cette présente étude est le suivant :

Nous avons commencé par un aperçu historique sur les canaux en marches d'escalier.

Le premier chapitre fait allusion aux différentes études concernant les canaux en marches d'escalier afin de pouvoir comparer nos résultats expérimentaux.

Le second et le troisième chapitres détaillent, respectivement, les écoulements en nappe et les écoulements très turbulents, donnant ainsi leurs caractéristiques et les différentes équations qui régissent ces derniers.

Dans le quatrième chapitre, nous avons décrit les modèles ainsi que le dispositif expérimental, qui nous ont permis de réaliser nos expériences et d'avoir ainsi nos résultats expérimentaux . Dans le même chapitre, nous avons introduit le mode opératoire qui traite les étapes suivies au cours de nos expériences.

Les mesures et les observations obtenues sont regroupées dans un canevas de mesures.

Le cinquième chapitre concerne l'analyse des résultats. Nous avons déterminé les types et les caractéristiques des écoulements obtenus sur nos modèles en marches d'escalier, la dissipation d'énergie et la position du point d'inception dans le cas des écoulements très turbulents.

En dernier lieu, une conclusion générale sur notre étude est présentée.

# Chapitre 0

---

# HISTORIQUE

## 0. HISTORIQUE

Depuis l'antiquité, jusqu'au début du 20<sup>ème</sup> siècle, les romains, les musulmans et les espagnoles ont contribué successivement au développement de l'art de construction des barrages et des canaux en marches d'escalier.

Les premiers barrages, avec évacuateur de crue en marches d'escalier, ont été construits au moyen orient ; Le plus ancien est celui du barrage d'AJILAH en IRAQ, construit par le roi assyrien « SEMACHERIB » en 694 avant Jésus-Christ, viennent alors les romains qui ont construit des évacuateurs en marches d'escalier, retrouvés en SYRIE, LIBYE et en TUNISIE. Durant leur période d'expansion ( 7<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> siècle après Jésus-Christ) les musulmans ont acquis le savoir faire des Sabéens, des Nabatéens et des Romains. Ils ont ainsi construit des barrages avec évacuateurs de crues en marches d'escalier en IRAQ - barrage d'Adheim 1300 ( ? ) -, en ARABIE SAOUDITE et en ESPAGNE - barrage de Mestella 960 après Jésus-Christ.

Après la reconquête de l'Espagne par les catholiques, les espagnoles ont continué à utiliser les structures romaines et musulmanes et ont conçu de nouveaux barrages munis d'évacuateurs en marches d'escalier, exemple : barrage d'ALMANSA ( 1384 ), barrage d'ALICANTE ( 1594 ), barrage de Barrarueco de Abajo. En 1791, ils ont construit le grand barrage de Puentes munis d'un évacuateur de crue en marches d'escalier, mais ce dernier s'est écroulé après l'altération des formations en 1802. Durant leur conquête du nouveau monde, les espagnoles ont propagé leur technologie et leurs connaissances, notamment au MEXIQUE CENTRAL, où plusieurs barrages à déversoirs en marches d'escaliers ont été construits durant le 18<sup>ème</sup> et le 19<sup>ème</sup> siècle, certains ont servi jusqu'au début du 20<sup>ème</sup> siècle, exemple : barrage de Ascutney Mill en USA ( 1834 ).

Au milieu de 17<sup>ème</sup> siècle, les français, en tenant compte de l'expérience des espagnoles, ont introduit plusieurs canaux en marches d'escalier dans le réseau d'alimentation du « canal du midi » dans le sud-ouest de la France, élaboré par « Biquet » et développé par « VANBAN ». Dans les tous premiers barrages, les eaux étaient évacuées au dessus des crêtes, les déversoirs en marches d'escalier étaient choisis pour contribuer à la stabilité des évacuateurs de crue en marches d'escalier, citons : la dissipation de l'énergie et la prévention contre l'érosion.

Après le 19<sup>ème</sup> siècle, les évacuateurs de crue en marches d'escalier étaient fréquemment sélectionnés pour contribuer à la stabilité et à la dissipation de l'énergie, exemple : barrage de GOULBUM en Australie ( 1891 ). Le déversoir du barrage de CORTON au USA ( 1906 ) est probablement le premier, spécialement désigné pour maximiser la dissipation de l'énergie.

Au début du 20<sup>ème</sup> siècle, on a favorisé la conception des bassins tranquillissants ( de dissipation ) à l'aval des évacuateurs de crue et des déversoirs. Ces derniers permettent une grande dissipation d'énergie tout en étant des structures relativement petites.

Avec l'apparition du BCR ( Béton comprimé au rouleau ), les ingénieurs se sont penchés sur le concept d'évacuateur de crue en marches d'escalier, qui a été matérialisé pour la première fois au barrage « d'UPER STILLWATER », USA 1987 et qui a permis la réduction des ouvrages de dissipation au pied aval du barrage, ainsi qu'une économie significative en quantité de matériau.

Le tableau 0.1 récapitule les plus grands barrages, munis d'évacuateur de crue en marches d'escalier, à travers l'histoire.

Nom	Année	Hauteur du barrage (m)	Pente $\alpha$ (°)
Barrage de la rivière de Khosr (Irak)	694 (av J-C)	2,9	/
Barrage de Kasserine (Tunisie)	100? (A.D)	10	57
Barrage Qasr Khabbaz (Syrie)	100 / 200 (A.D)	6,1	/
Barrage Targlat (Libye)	200 / 300 (A.D)	> 2	/
Barrage Monte Novo (Portugal)	300 (A.D)	5,7	/
Barrage Dama (Arabie Saoudite)	700 (A.D)	7,5	78
Barrage Darwaish (Arabie Saoudite)	700 (A.D)	10	71
Barrage Tha'laba (Arabie Saoudite)	700 (A.D)	9	80
Barrage Robella (Espagne)	900 (A.D)	3,5	/
Barrage Mestella (Espagne)	960 (A.D)	2,1	27
Barrage Khan (Ouzbekistan)	1000 ?	15,2	81
Barrage Adheim (Irak)	1300 ?	15,2	51
Barrage Almansa (Espagne)	1384 ?	15	40
Barrage Ashburnhan Furnace (Royaume Uni)	1563	7	/
Barrage Alicante (Espagne)	1594	41	79

Barrage St Ferréol (France)	1671	32	/
Barrage de Abajo (Espagne)	17??	6,3	~25
Barrage Pabellon (Mexique)	1730	24	/
Barrage Presa de los Arcos (Mexique)	1780	18	/
Barrage Puentes (Espagne)	1791	50	51
Barrage Penarth Weir (Royaume Uni)	1818	2,4	/
Barrage Ascutney Mill (Etats Unis)	1834-35	12,8	/

**Tableau 0.1 : Les plus grands barrages, munis d'évacuateur de crue en marches d'escalier, à travers l'histoire**

# Chapitre I

---

ETAT DE CONNAISSANCE  
SUR LES ECOULEMENTS  
DANS LES CANAUX EN  
MARCHES D'ESCALIER



## I. ETAT DE CONNAISSANCE SUR LES ECOULEMENTS DANS LES CANAUX EN MARCHES D'ESCALIER

### I.1. Introduction

Jusqu'à une époque très récente tous les coursiers des évacuateurs des barrages poids étaient aussi lisse que possible et toute l'énergie du jet devait être dissipée à l'aval. Avec l'apparition du béton compacté au rouleau (BCR) s'est fait jour une nouvelle conception, matérialisée pour la première fois au barrage d'Upper Stillwater ( USA, 1987 ); Puisque le béton est mis en place en couches minces, il est facile d'organiser l'extrémité aval de ces couches en marches d'escalier sur lesquelles la lame d'eau déversée perd une partie importante de son énergie, permettant de réduire d'autant les ouvrages de dissipation au pied aval.

L'intérêt de cette disposition semble tel, qu'après avoir été reprise pour de nombreux ouvrages en BCR, elle commence à être adoptée pour des barrages en béton classique

Certains se sont même demandés, pourquoi on n'y avait pas songé plutôt ? faisant remarquer par exemple que le barrage de New Corton ( USA, 1892-1906 ) avait un évacuateur en marches d'escalier ( voir l'historique ).

Le barrage d'Upper Stillwater (USA,1987) est l'un des plus importants barrages en BCR au monde et le premier réalisé par le « bureau of réclamation ». Bien que terminé en 1987, il a donné lieu à de nombreuses études approfondies dès la fin des années 70. Le résultat de ces études a été publié dès 1982 et l'idée a été immédiatement reprise pour d'autres barrages en BCR, non seulement aux USA mais aussi, au Maroc, en France et en Afrique du Sud, et comme ces derniers barrages étaient de dimensions plus réduites, ils ont été achevés en même temps que celui d'Upper Stillwater.

### I.2. Modèle de Mr SORENSEN et COL ( 1985 ) [8]

En 1985, en collaboration avec des ingénieurs et des universitaires, Mr SORENSEN a conduit l'étude et la conception du modèle de l'évacuateur de crue en marches d'escalier du barrage de Monksville (Afrique du Sud). Cet évacuateur est constitué de marches de 0,61 m par 0,48 m suivant une pente de 0,75 H / 1V. La cote de ce dernier est élevée à 121,9 m, et a une largeur de 61m. En considérant la dissipation d'énergie, le débit de projet par mètre longueur de la côte est de 6 m<sup>2</sup>/s. Le débit de crue maximum probable utilisé dans la détermination du profil de l'évacuateur est de 9,3m<sup>2</sup>/s.

La phase expérimentale de l'étude consiste en des séries de testes sur 03 modèles à sections bidimensionnelles aux échelles 1/10 et 1/25. La similitude de Froude a été requise en raison de la dominance des forces gravitaires.

Les échelles 1/10 et 1/25 utilisées dans cette étude reportent un rapport de débit par unité de longueur de 1/31,6 et 1/125 respectivement, et un rapport de vitesse de 1/3,16 et 1/5 respectivement.

### **I.2.1. Description des Modèles**

- **Modèle A-A**

Il est conçu à l'échelle 1/10, pour étudier les 07 mètres supérieurs de l'évacuateur. Le modèle A est utilisé pour évaluer la transition de l'écoulement, de la crête de l'évacuateur jusqu'aux premières marches.

- **Modèle A-B**

Conçu à l'échelle 1/25, c'est le modèle réduit d'un évacuateur de crue de profil standard WES. Il est testé brièvement dans le but de comparer les différents modèles.

- **Modèle A-C**

Il est conçu à l'échelle 1/25, son profil est en entier en marches d'escalier. Les testes sur ce dernier permettent d'évaluer la dissipation d'énergie de l'écoulement sur l'évacuateur en marches d'escalier, et de déterminer la profondeur de l'écoulement le long de ce dernier pour dimensionner les parois latérales.

### **I.2.2. Présentation des résultats**

- Les auteurs ont observé une transition lisse de l'écoulement depuis la crête de l'évacuateur jusqu'aux premières marches de celui-ci.

- Ils ont observé, une apparition de rouleaux stables dans chaque marche, ces derniers sont le lieu de dissipation d'énergie.

- Au bout de quelques marches, est apparu un phénomène d'entraînement d'air, l'eau devient « blanche » et l'épaisseur du jet émulsionné demeure ensuite à peu près constante. Chaque marche dissipe ainsi l'énergie correspondant à sa hauteur. Ce résultat est atteint après un nombre de marches variables en fonction du débit par mètre linéaire de la crête.

- La profondeur de l'écoulement diminue continuellement de la crête jusqu'au point de commencement d'entraînement d'air, au-delà de ce dernier, la profondeur augmente progressivement vers le pied de l'évacuateur.
- La hauteur des marches croît progressivement, de manière à passer de façon continue, de la crête déversante dessinée de façon classique au parement « rectiligne » constitué de marches régulièrement disposées.
- L'énergie cinétique de l'écoulement au pied de l'évacuateur en marches d'escalier varie de 12 à 6% de l'énergie au pied d'un évacuateur standard lisse.

### I.3. Etude de RAJARATNAM et COL ( 1990 ) [10]

#### I.3.1. Présentation

Basée sur l'expérimentation sur modèles de passes à poissons et sur les résultats empiriques de Mr. SORENSEN (en 1985) de Mr. ERVINE et Mr. BAIRD en 1982, les études de Mr RAJARATNAM ET COL, sont destinées à la prédiction des différentes caractéristiques des écoulements sur les évacuateurs de crue en marches d'escalier.

En premier lieu, RAJARATMAN s'est intéressé à la détermination de la contrainte de cisaillement  $\tau$  qui existe entre les cours d'eau turbulents et la recirculation du fluide emprisonné entre les marches. Pour cela, il a mis en évidence le coefficient de frottement  $C_f$  donné par l'équation :

$$C_f = \frac{2 y_0^3 g \sin \alpha}{q^2} \quad (I.1)$$

avec :

- $y_0$  : profondeur normale
- $g$  : accélération gravitaire
- $\sin \alpha = S_0 = \frac{h}{\sqrt{l^2 + h^2}}$  pente de l'évacuateur en marche d'escalier ayant des marches identiques de hauteur  $h$  et de largeur  $l$ .
- $q$  : débit par unité de largeur de l'évacuateur.

En utilisant cette équation sur l'écoulement des passes à poissons , RAJARATNAN a trouvé que :

- Pour une passe à poisson, avec une profondeur d'écoulement supérieure à sa largeur et pour un écoulement subcritique,  $C_f$  est égale à 0,09.
- Pour une passe à poisson avec une profondeur relativement petite,  $C_f$  prend la valeur de 0,6.
- Pour un écoulement dans une voie verticale d'un modèle d'une passe à poisson à l'échelle 1/16, et ayant une valeur de  $R_e$  égale à  $5,00 \cdot 10^5$ ,  $C_f$  prend la valeur de 0,14.
- Pour un prototype de passe à poisson le  $R_e$  est de l'ordre de  $10^5$  à  $10^6$ , et pour un modèle à l'échelle 1/3  $R_e$  est de l'ordre de  $10^5$ .

En utilisant la même idée pour exprimer le cisaillement entre l'écoulement dans un canal principal et l'écoulement dans le canal en cas de crue, ERVINE et BAIRD ont trouvé une valeur de  $C_f$  égale à 0,05 pour des passes à poisson de pentes n'excédant pas 0,3.

En voulant évaluer  $C_f$  d'un écoulement turbulent dans un évacuateur en marches d'escalier, Mr RAJARATNAM s'est basé sur les observations de Mr. SORENSEN issues de l'expérimentation sur le modèle A-C ( voir étude de SORENSEN ) et a conclu, que pour un certain nombre d'expériences, la valeur de  $C_f$  varie de 0,11 à 0,20 avec une valeur moyenne de 0,18.

En synthétisant tous les résultats trouvés dans les différentes études, on conclura que  $C_f$  se situe dans un intervalle de valeurs allant de 0,05 à 0,18, et les nombres de Reynolds (  $R_e$  ) correspondant à chaque écoulement, varieront de  $5,00 \cdot 10^5$  à  $10^6$ .

A partir de l'équation (I.1) on a :

$$V_0 = \sqrt{\frac{2}{C_f}} \sqrt{g y_0 \sin \alpha} \quad (I.2)$$

On aura ainsi le débit, par unité de largeur, suivant :

$$q_0 = \sqrt{\frac{2}{C_f}} y^{\frac{3}{2}} \sqrt{g \cdot \sin \alpha} \quad (I.3)$$

### I.3.2. Détermination de l'énergie dissipé dans les évacuateurs en marches d'escaliers :

Une estimation de l'énergie, perdue dans l'écoulement turbulent de l'évacuateur en marches d'escalier, est présentée en utilisant les analyses présentées antérieurement. En posant  $E$ , énergie de l'écoulement au pied de l'évacuateur :

$$E = y_0 + \frac{V_0^2}{2g} \quad (I.4)$$

$$E = \left( \frac{C_f q^2}{2g \sin \alpha} \right)^{1/3} + \left( \frac{q \sin \alpha}{C_f \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (I.5)$$

En posant  $y'_0$ ,  $V'_0$ , les profondeurs et vitesse de l'écoulement au pied d'un évacuateur lisse (sans marches)

$$E = y_0'^2 + \frac{V_0'^2}{2g} \quad (I.6)$$

On peut écrire une équation similaire à l'équation ( I.5 ) en remplaçant  $C_f$  par  $C'_f$ , où :  $C'_f$  représente le coefficient de frottement hypodermique d'un évacuateur lisse.

Les testes de Mr. SORENSEN ( série B ), sur un évacuateur lisse, ont donné un  $C'_f = 0,0065$ .

On pose  $\Delta E = E' - E$ .  $\Delta E$  donne la perte de charge ou d'énergie causée par les marches.

Si on définit la perte de charge relative comme suit  $\frac{\Delta E}{E}$ , il sera possible d'avoir :

$$\frac{\Delta E}{E} = \frac{(1-A) + \frac{F_0'^2}{2} \left( \frac{A^2-1}{A^2} \right)}{1 + \frac{F_0'^2}{2}} \quad (I.7)$$

où :

$$A = \left( \frac{C_f}{C'_f} \right)^{1/3} \text{ et } F'_0 \text{ le nombre de Froude au pied de l'évacuateur lisse.}$$

En prenant  $C_f \cong 0,18$ ,  $C'_f \cong 0,0065$ ,  $A \cong 3$  et en prenant une valeur relativement grande de  $F'_0$ ,

$$\frac{\Delta E}{E} \text{ est approximativement égale à } \frac{A^2 - 1}{A^2}, \text{ qui se réduira d'avantage jusqu'à } \frac{8}{9}.$$

Cela indique la quantité considérable de perte d'énergie produite par les marches, comme ce qui a été trouvé par SORENSEN.

#### I.4. Etude de PEYRAS, ROYET et DEGOUTTE ( Mai 1990 ) [7]

En mai 1990, PEYRAS et ses collaborateurs ont réalisé une série d'expérimentations sur modèles réduits d'évacuateurs de crue en gradins de gabion, et cela dans le but d'observer les écoulements sur des petits déversoirs en marches d'escaliers homogène, et de quantifier précisément la dissipation de l'énergie.

##### I.4.1. Description des modèles

Les modèles utilisés dans cette étude ont été conçus à l'échelle 1/5, cette dernière est suffisamment grande pour se rapprocher au plus près des phénomènes hydrauliques réels. Les auteurs ont testé la dissipation sur des déversoirs dont les caractéristiques prennent les valeurs suivantes :

- Les pentes du parement aval : 1/1, 1/2, 1/3.
- Hauteurs du déversoir : 3m, 4m, 5m sont respectivement 3, 4 et 5 gradin ( la hauteur d'un gradin étant standardisé à 1m).

##### I.4.2. Méthodologie de l'expérimentation

La charge résiduelle  $E_1$  au pied du déversoir ( à l'entrée du bassin de dissipation en amont du ressaut ) est mesurée au moyen d'une rampe de pitot, qui est une série de tubes de pitot répartis tout le long d'une section transversale et couplés à un même tube de lecture.

La charge initiale totale de l'écoulement au dessus du seuil  $E_0$  est calculée dans la section critique à partir du débit :  $E_0 = H + 3/2 d_c$

Avec,

H : hauteur du déversoir

$d_c$  : tirant d'eau critique  $y_c = \left( \frac{q^2}{2g} \right)^{1/3}$ , q étant le débit par mètre de longueur du seuil en  $m^3/s.ml$ .

$\lambda$  la perte d'énergie est  $E_0 - E_1$ .

#### I.4.3. Présentation des résultats « Ecoulements sur les gradins »

L'Expérimentation a mis en évidence deux types d'écoulements ; les écoulements en nappe et les écoulements très turbulents :

##### I.4.3.1. Les écoulements en nappe :

###### A) Types d'écoulement en nappe

Les écoulements en nappe sont observés pour les petits à moyens débits. La lame d'eau déversante frappe le giron de la marche inférieure, d'abord totalement, puis partiellement, et on parle alors respectivement de nappes isolées et de nappes partielles.

###### a) Ecoulements en nappes isolées :

Deux régimes hydrauliques sont alors possibles. Un, caractérisé par une alternance des régimes fluvial et torrentiel, et un second totalement torrentiel.

###### • *Alternance des régimes fluvial et torrentiel*

Un ressaut hydraulique s'amorce en aval immédiat de l'impact de la lame déversante. Cet écoulement n'a été observé qu'avec une contre pente ou un contre seuil et pour de faibles débits (inférieurs à  $1 m^3/s.ml$ ).

Les conditions hydrauliques sont identiques d'un gradin à un autre ; l'écoulement dissipe alors, à chaque marche, une énergie équivalente à une hauteur de marche. Par suite, on peut proposer une formule de perte d'énergie sur les déversoirs en escalier et pour des écoulements en nappe isolée :

$E_0 = nh + 3/2y_0$  avec un déversoir de  $n$  marches de  $h$  mètres de hauteur chacune ( $nh = H$ ).

Energie au pied du déversoir :

$$E_1 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \Rightarrow E_0 - E_1 = nh + \frac{3}{2}y_0 - y_1 - \frac{q^2}{2gy_1^2} \quad (I.8)$$

RAND a étudié l'hydraulique d'une chute d'eau sur une marche bétonnée de  $h$  mètre de hauteur ; il propose un système d'équation empirique définissant les différents paramètres :

$$\left. \begin{aligned} \frac{y_1}{h} &= 0,54 \left( \frac{q^2}{gh^3} \right)^{0,425} \\ \frac{y_2}{h} &= 1,66 \left( \frac{q^2}{gh^3} \right)^{0,27} \\ \frac{y_p}{h} &= \left( \frac{q^2}{gh^3} \right)^{0,22} \end{aligned} \right\} \quad (I.9)$$

$q$  étant le débit en ( $m^3/s.ml$ ) de la lame d'eau et ( $y_1, y_2, y_p$ ) les tirants d'eau.

La combinaison des équations (I.8) et (I.9) permet de calculer la perte de charge sur les déversoirs en escalier. Les résultats des expériences, concernant les écoulements en nappe isolée mais aussi l'ensemble des écoulements en nappe, sont proches des résultats obtenus avec la modélisation.

#### • Régime torrentiel

En l'absence de contre seuil ou de contre pente, la vitesse de l'eau reste forte et le ressaut hydraulique est chassé en aval de la marche. On observe un fort bouillonnement en aval de la zone d'impact de la lame déversante, mais l'écoulement reste torrentiel tout le long du déversoir.



### b) Ecoulement en nappe partielle

La lame déversante frappe en partie le giron de la marche inférieure et l'éclatement des jets à chaque gradin, provoque un fort bouillonnement. Le régime reste torrentiel tout le long des gradins.

### B) Dissipation de l'énergie des écoulements en nappe

La dissipation de l'énergie des écoulements en nappe se réalise en deux phases : Lors du choc de la lame sur la marche, puis essentiellement dans la zone de bouillonnement qui suit l'éclatement du jet avec ou sans formation d'un ressaut.

Il est possible d'évaluer, dans une première approche, la dissipation d'énergie sur les déversoirs en gradins de gabions en extrapolant la modélisation des écoulements en nappe isolée à l'ensemble des écoulements en nappe. Les résultats ont montré que cette extrapolation, à partir des formules (I.8) et (I.9), est valide à 10 % près.

#### I.4.3.2. Les écoulements très turbulents

Les écoulements très turbulents sont observés pour les moyens à forts débits ; on ne peut plus distinguer alors de lame d'eau et le déversoir est totalement immergé dans un courant fort et relativement lisse. D'amont en aval, on peut distinguer deux zones :

a ) Une zone transitoire sur les deux premiers gradins. L'écoulement s'accélère jusqu'à atteindre une vitesse limite maximale  $V_{\max}$ , où les phénomènes d'entraînement d'air apparaissent. L'écoulement ne présente pas de bouillonnement dans cette phase.

b) L'écoulement a atteint la vitesse  $V_{\max}$  d'apparition de l'entraînement de l'air. Les particules d'air se mettent alors au courant d'eau et un bouillonnement intense se prolonge en s'amplifiant jusqu'au pied du déversoir. Le coussin d'eau, au pied des gradins, a laissé place à un rouleau de fond dans lequel on aperçoit la rotation de bulles d'air entraînées ; Le courant se déplace le long du déversoir, s'appuyant sur le rouleau de fond d'une part, et sur le nez des marches d'autre part.

La vitesse d'apparition de l'entraînement de l'air ne dépend que des caractéristiques de déversoir, en particulier de la hauteur des marches et de la longueur des girons.

#### I.4.4. Dissipation de l'énergie sur les déversoirs en gradins de gabion

##### Présentation adimensionnelle des résultats

Les paramètres régissant les écoulements sur les gradins de gabion sont :

- La pente  $i$  et la hauteur  $H$  du déversoir
- Le profil du gradin, avec la présence ou non de contre seuil ou de contre pente
- Le débit par unité de longueur, qui régit, avec la pente  $i$ , le type d'écoulement ( en nappe ou très turbulent )
- Les forces gravitaires prépondérantes sur toutes les forces extérieures. Quatre paramètres sont donc nécessaires, dans le cas des gradins de gabion « nus », pour exprimer complètement la variable adimensionnelle  $(E_0 - E_1) / H$  ( perte de charge par unité de hauteur du déversoir ) :

$$(E_0 - E_1) / H = f(g, h, i, q)$$

On peut déterminer deux paramètres adimensionnels décrivant  $\left(\frac{E_0 - E_1}{H}\right)$  ;

- Le premier choisi est la pente de l'escalier  $i$
- Le second fait intervenir  $q$ ,  $H$  et  $g$  de façon comparable au carré du nombre de Froude :

$$\frac{q^2}{(g H^3)}$$

Ainsi on peut écrire :

$$(E_0 - E_1) / H = f_1(i, q^2 / (g H^3))$$

De la même façon, la variable adimensionnelle  $y_1/H$  s'exprime :

$$y_1/H = f_2(i, q^2 / (g H^3))$$

#### I.5. Etude de J. DIEZ-CASCON, J. LBLANCO, J. REVILLA et R. GARCIA en 1991 [5]

Les auteurs de cette étude ont conduit des séries d'expériences sur un modèle réduit construit au laboratoire de IBERDUEROA en ESPAGNE représentant les évacuateurs de crue ayant des marches de 30 cm et de 60 cm à l'échelle de 1/10, en conjonction avec un projet de recherche sur le béton de compacte au rouleau ( BCR ), exécuté par le CTAMA ( Water and Environnement Sciences and Technologie Departement ) de l'université de CANTABRIA en ESPAGNE et cela dans le but d'étudier le comportement hydraulique des évacuateurs de crue en marches d'escalier.

### I.5.1. Description des expériences

Dans la première série d'essais, les marches utilisées étaient de 3 cm de hauteur et dans les séries suivantes, elles étaient de 6 cm.

Pour mesurer les pressions, 12 prises piézométriques ont été placées sur les marches, 6 sur la zone horizontale et les 6 autres sur les faces verticales (figure I.1. page 15).

La mesure des profondeurs de l'eau avant et après le ressaut hydraulique, respectivement  $Y_1$  et  $Y_2$ , est effectuée pour un rang de débit allant de 0.68 ( $m^3/s.ml$ ) et 8.85 ( $m^3/s.ml$ ).

### I.5.2. Présentation des résultats

Dans une certaine gamme de débits, deux types d'écoulement apparaissent :

- Pour des débits inférieurs à 1,25 ( $m^3/s.ml$ ), les auteurs ont remarqué l'établissement d'un écoulement en nappe avec formation d'un ressaut hydraulique sur chaque marche, mais seulement pour des débits de moins de 0,2 ( $m^3/s.ml$ ), puis l'écoulement s'accélère pour atteindre la marche qui succède la précédente et au fur et à mesure que le débit augmente, le ressaut devient partiellement développé et un rouleau d'axe horizontal commence à occuper la zone entre la nappe et la marche.
- Pour des valeurs intermédiaires de débits variant entre 0,20 ( $m^3/s.ml$ ) et 1,25 ( $m^3/s.ml$ ), ils ont observé une importante caractéristique définie par la déflexion de l'écoulement causée par la première marche mais qui peut être corrigée par le changement des dimensions de cette dernière et aussi par la construction de plusieurs marches à l'amont du point de tangence.

Dans le cas de débits supérieurs à 1,25 ( $m^3/s.ml$ ), les auteurs ont remarqué l'établissement d'un écoulement très turbulent tel que les bords externes des marches forment une pseudo-base pour le passage de l'eau, et au dessous d'elle, des rouleaux à axes horizontaux se développent et leurs vitesses rotationnelles augmentent avec l'augmentation du débit.

A l'aval de la crête et sur les premières marches, l'écoulement n'est pas aéré et la surface libre est lisse et bien définie, mais à quelques marches plus loin un phénomène apparaît rapidement, définie par l'entraînement d'air et le gonflement de l'écoulement tel que les bulles d'air sont piégées par l'écoulement, ce qui donne un aspect rugueux à la surface libre qui devient mal définie et change de position autour de ces localisations moyennes.

L'analyse des valeurs du nombre de Froude :

$$F_2^2 = q^2 / (g y_2)^3 \quad (I.10)$$

résultant des essais réalisés avec l'exclusion des faibles débits et correspondant à la transition entre l'écoulement en nappe et l'écoulement très turbulent, a donné pour le nombre de Froud une valeur approximativement constante de  $4,1 \times 10^{-2}$ . Ce qui permet la détermination des hauteurs conjuguées.

$$y_2 = 1,355q^{3/2} \tag{I.11}$$

avec :

q : Débit par unité de largeur

y<sub>2</sub> : Profondeur de l'eau mesurée après le ressaut hydraulique

Après comparaison des résultats obtenus particulièrement pour les valeurs des profondeurs conjuguées y<sub>1</sub> et y<sub>2</sub>, les auteurs ont remarqué une incohérence entre les valeurs expérimentales de y<sub>1</sub> et les valeurs obtenues théoriquement par la formule :

$$y_1 = \frac{1}{2} \cdot y_2 \left( \sqrt{1 + 8F_2^2} - 1 \right) \tag{I.12}$$

Cela s'explique par l'apparition des phénomènes d'entraînement d'air et du gonflement de l'écoulement durant les expériences, ce qui n'est pas pris en considération dans la formulation théorique.

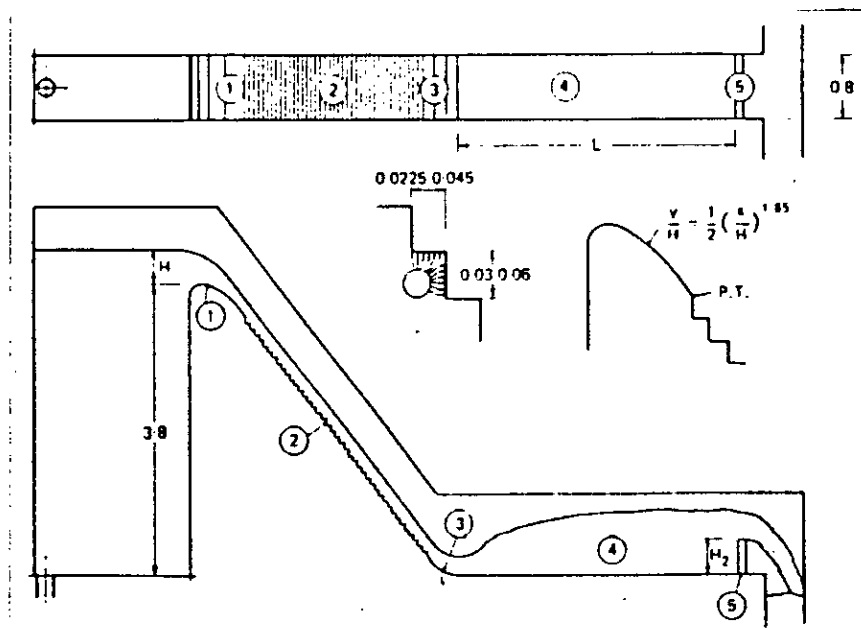


Fig. (I.1) : Schéma générale de l'évacuateur de crue en marche d'escalier en modèle testé

## I.6. ETUDE DE M. STEPHENSON en 1991 [9]

### Présentation de l'étude

En 1991, M. STEPHENSON a effectué une étude concernant l'efficacité qu'offre les marches pour dissiper l'énergie de l'écoulement sur les évacuateurs de crue en marches d'escalier et des considérations pratiques qui limitent cette dernière, en se basant sur ces résultats expérimentaux et les résultats d'autres chercheurs.

Dans le cas d'un écoulement en nappe observé par les auteurs dans leurs expériences, où il y a une importante dissipation d'énergie, les marches doivent être relativement larges et le giron horizontal doit être plus grand que la profondeur critique de l'écoulement, ce qui n'est pas souvent pratique, car cela nécessite une pente relativement douce à l'aval des barrages en béton et donc un important volume et un coût élevé de ce dernier.

Aussi, pour l'écoulement très turbulent, la dissipation maximale d'énergie est atteinte pour des marches assez grandes, ce qui est limité par la pente à l'aval de la structure principale où il y aura création d'un écoulement uniforme au pied du parement aval.

La figure (I.2. page 19) résulte des expériences conduites par l'auteur et comparées aux études de Mr RAND et WHITE, qui donne de la même manière que la figure (I.3.19) décrivant des résultats obtenus par Mr ESSERY et HORNER que la dissipation d'énergie peut augmenter jusqu'à une certaine étape où la profondeur de l'écoulement est à  $1/3$  de la profondeur critique et au delà de laquelle il est difficile d'augmenter la dissipation.

Ainsi la hauteur de la marche peut faire environ 2 ou 3 fois la profondeur critique. L'utilisation des déversoirs successifs sur des pentes relativement douces montrées par STEPHENSON présente un moyen efficace pour la dissipation d'énergie, mais limité par le terrain et la crête de la structure. Cependant, si la pente est suffisamment douce pour permettre la conception d'un bassin de dissipation à l'aval, alors le moyen précédent ne sera plus d'une grande efficacité et une pente d'ordre de  $1/5$  ( rapport de l'horizontale à la verticale ) est approprié à ce dernier. STEPHENSON a aussi expérimenté des déversoirs en gradins de gabions à l'échelle de  $1/10$  et dont la hauteur des modèles conçus n'excède pas 4 m. Mais ces derniers font intervenir des infiltrations et deviennent dangereux lorsque la vitesse dépasse approximativement 4 m/s, ce qui provoque l'instabilité de l'ouvrage.

Pour l'évaluation de l'énergie dissipée le long des marches en escalier, l'auteur a supposé que l'écoulement atteint la profondeur uniforme au pied du parement aval de l'évacuateur de crue d'où la

possibilité d'évaluer la profondeur de l'écoulement par l'utilisation de l'équation de DARCY comme suit :

$$v = \frac{q}{y} = \left( \frac{8 \cdot y \cdot g \cdot s}{\lambda} \right)^{1/2} \quad (I.13)$$

d'où :

$$y = \left( \frac{q^2 \lambda}{8g S} \right)^{1/3} \quad (I.14)$$

S : la pente d'énergie

y : la profondeur de l'écoulement

V : la vitesse moyenne de l'écoulement

q : le débit par unité de largeur

$\lambda$  : coefficient de DARCY

Le rapport de l'énergie dissipée est :  $\frac{\Delta E}{H} = 1 - \frac{E}{H}$  (I.15)

$$E = \frac{V^2}{2g} + y \quad (I.16)$$

De l'équation (I.14) on a :  $y = \left( \frac{q^2 \lambda}{8g S} \right)^{1/3}$ , et De l'équation (I.13) on a :  $\frac{V^2}{2g} = 4y \frac{S}{\lambda}$

Alors :

$$\frac{\Delta E}{H} = 1 - \frac{4S}{\lambda H} - \frac{y}{H} \quad (I.17)$$

$$\frac{\Delta E}{H} = 1 - \left( \frac{4S}{\lambda} + 1 \right) \left( \frac{\lambda}{8S} \right)^{1/3} \left( \frac{d_c}{H} \right) \quad (I.18)$$

avec,  $d_c = \left( \frac{q^2}{g} \right)^{1/3}$  : profondeur critique de l'écoulement dans un canal rectangulaire

Par l'application de l'équation régissant la couche limite turbulente rugueuse, l'auteur a estimé le coefficient de DARCY ( $\lambda$ ) tel que :

$$\lambda = 1 / [ 1,14 + 2 \log 4y / k ]^2 \quad (I.19)$$

K : la rugosité

De là, la figure (I.4) présente la variation de l'énergie dissipé  $\frac{\Delta E}{H}$  en fonction du rapport  $\frac{d_c}{H}$ , tout en comparant les valeurs obtenues par l'application des équations (I.5) et (I.6) aux valeurs obtenues pour le modèle du barrage de KENNEDY VALE et le modèle à une seule marche utilisé par RAND, ceci conduit aux déductions suivantes :

- L'énergie dissipée augmente avec la hauteur ( H ) du barrage qui est relative à la profondeur critique (  $d_c$  ) de l'écoulement.
- Le modèle testé spécialement à une échelle très réduites surestime l'énergie dissipée causée par de faibles nombres de REYNOLDS ( effet de la viscosité ) et par de grands nombres de WEBER ( effet de la tension superficielle ) et aussi par la proportion de l'air entraîné qui présente une difficulté pour la quantifier.

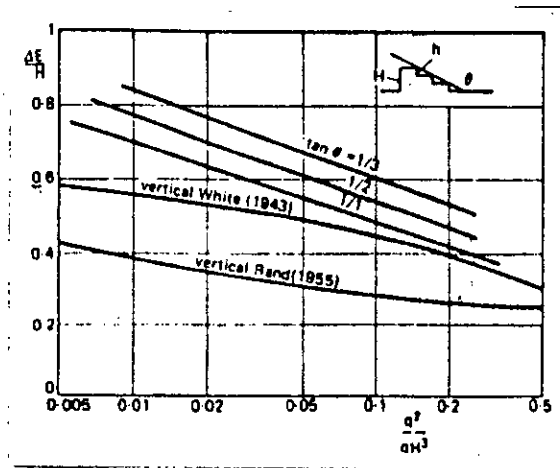


Figure I.2. Rapport de la dissipation de l'énergie dans le cas d'un modèle à trois marches à pentes variables

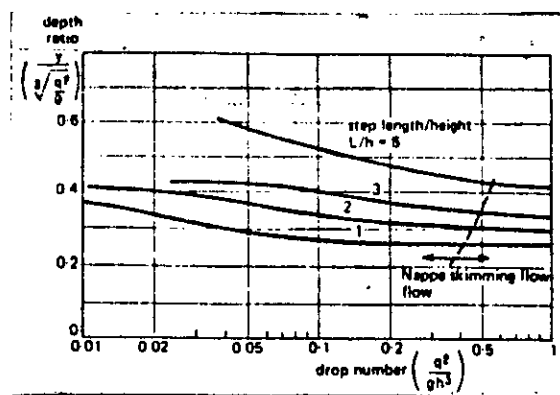


Figure I.3. Rapport des profondeurs d'eau sur les marches dans le cas d'un écoulement uniforme.



## I.7. Etude de GEORGE CHRISDOULOU, et col en 1993 [4]

Dans le but d'établir les caractéristiques de l'énergie dissipée sur un évacuateur de crue en marches d'escalier, Mr. CHRISDOULOU, et ses collaborateurs ont conduit une étude expérimentale en 1993 au laboratoires d'hydraulique appliquée de l'université technique d'ATHENE.

### I.7.1. Description des expériences

Un modèle d'évacuation de crue en marches d'escalier muni de 7 marches ayant un rapport ( $l/h$ ) variant sur la partie courbée du parement de l'évacuateur testé, et de 8 marches dont le rapport est de  $l/h = 0.7$ , sur la partie droite du parement (figure I.4, page 22).

Huit séries d'expériences ont été effectués avec des débits variants de 10 l/s à 45 l/s et dont la mesure a été exécutée par le moyen d'un manomètre différentiel en carbone tétrachloride.

Dans chaque série, la profondeur de l'eau est mesurée au bord de la 10<sup>ème</sup> et 13<sup>ème</sup> marche à l'aide d'une pointe d'un crochet monté sur une charpente en aluminium se déplaçant longitudinalement et transversalement sur tout point de l'évacuateur de crue et elle est rapportée sur trois points en travers de chaque marche concernée :  $B/4$ ,  $B/2$ ,  $3B/4$  et  $B$  et dont  $B$  est la largeur du canal, et la moyenne arithmétique des trois valeurs est considérée comme la profondeur ( $d$ ) au dessus des marches respectives.

### I.7.2. Présentation des résultats

En se basant sur les mesures expérimentales, et sur une simple analyse dimensionnelle, les auteurs ont déterminé que la perte de charge relative ( $\Delta H / H_0$ ) est fonction de plusieurs paramètres tel que :

$$\frac{\Delta H}{H_0} = G(N, d_c / h, l / h) \quad (I.20)$$

$\Delta H$  : la charge totale dissipée au dessus d'une certaine marche  $\Delta H = H_0 - H$

avec :

$$H = y \cos \theta + \frac{V^2}{2g} : \text{charge sur la marche considérée}$$

$$H_0 = \Delta Z + Y + \frac{V_0^2}{2g} : \text{charge à l'amont de l'évacuateur de crue relative aux mêmes données}$$

$V = Q / yB$  : la vitesse moyenne de l'écoulement

$V_0 = Q / YB$  : la vitesse d'approche

$d_c$  : profondeur critique

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(Q/B)^2}{g}}$$

$N$  : nombre de marches

$B$  : la largeur du canal

$Q$  : le débit

$l/h = 0,7$  : rapport de la largeur de la marche et sa hauteur (  $h$  )

Le paramètre  $d_c/h$ , dont les valeurs obtenues pour la 10<sup>ème</sup> et la 13<sup>ème</sup> marche appartiennent clairement au régime d'écoulement très turbulent comme montrés par RAJARATNAM en 1990 et qui a déterminé que pour  $d_c/h > 0,8$ , l'écoulement est supposé être très turbulent et d'une importance considérable dans la dissipation d'énergie.

Les auteurs ont remarqué que pour chaque valeur de (  $d_c/h$  ), la perte de charge relative (  $\Delta H / H_0$  ) est élevée sur la 13<sup>ème</sup> marche qui est proche du pied de l'évacuateur testé et que pour des petites valeurs du rapport (  $d_c/h$  ), la dissipation d'énergie est importante ce qui s'explique par la présence des marches qui peuvent être considérer à une échelle plus grande que celle adoptée ordinairement pour la rugosité d'une paroi comme une macro-rugosité. Mais au fur et a mesure que les valeurs de  $d_c/h$  augmentent, l'effet du nombre de marches (  $N$  ) devient appréciable tel que l'énergie relative dissipée augmente avec les paramètres  $N$  pour certaines valeurs de  $d_c/h$ . Les auteurs ont donc suggéré une courbe expérimentale représentant la variation de l'énergie relative dissipée (  $\Delta H / H_0$  ) en fonction du paramètre (  $d_c/Nh$  ) (figure I.5 , page 22), valable seulement pour un rapport de  $l/h$  de l'ordre de 0,7 et des valeurs du paramètre  $d_c/h$  appartenant à la gamme entre 1 et 4, et ainsi, l'énergie dissipée peut être estimée dans la pratique.

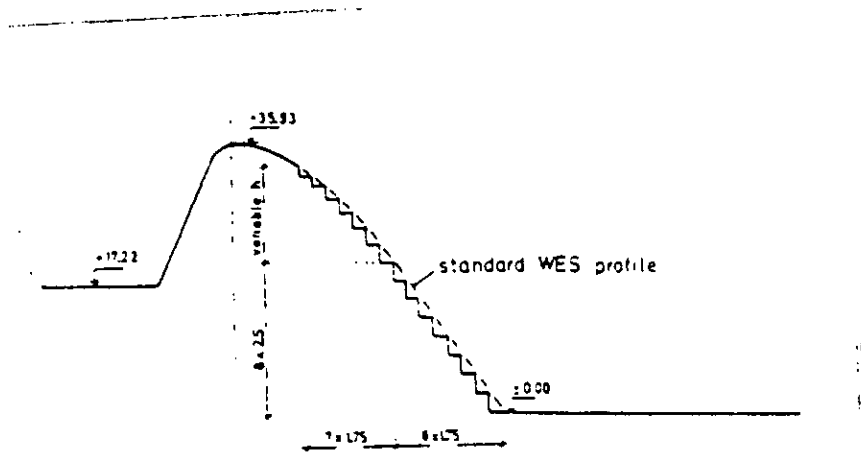


Fig. (I.4) : Schéma général de l'Evacuateur testé

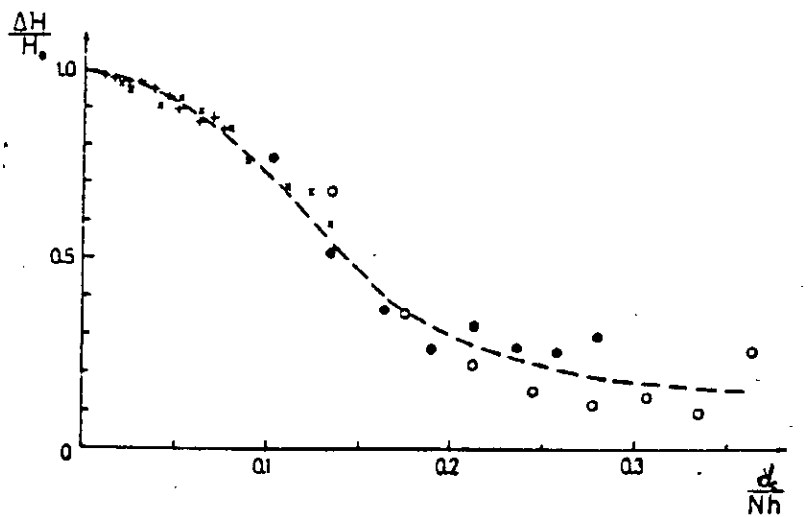


Fig. (I.5) : L'énergie relative dissipée ( $\frac{\Delta H}{H_0}$ ) en fonction du paramètre ( $\frac{d_s}{Nh}$ )

### **I.8. ETUDE DE H. CHANSON en 1994 [2]**

Mr. CHANSON a contribué d'une manière très importante, à travers ses divers et récentes études basées essentiellement sur les données expérimentales des chercheurs cités précédemment, à l'étude des différents écoulements, notamment sur les canaux en marches d'escalier.

Ainsi, l'auteur a présenté des formules empiriques qui régissent ces différents types d'écoulement, et qui estiment la dissipation de l'énergie et les caractéristiques du point du début d'entraînement d'air.

L'étude de ces écoulements sera présentée respectivement dans les chapitres II et III.

# Chapitre II

---

---

## PRESENTATION DES ECOULEMENTS EN NAPPE

## II. PRESENTATION DES ECOULEMENTS EN NAPPE

### II.1.Introduction

L'écoulement en nappe est défini comme une succession de nappes d'eau en chute libre tel que l'eau bondit d'une marche à une autre en petites chutes libres ( voir figure II.1, page 25)

Trois types d'écoulements en nappe peuvent être distingués :

1- Ecoulement en nappe avec formation d'un ressaut hydraulique pleinement développé (sous régime NA1 ) ( figure II.2.A, page 25 ).

2-Ecoulement en nappe avec ressaut partiellement développé (sous régime NA3) (figureII.2.B, page 25)

3-Ecoulement en nappe sans formation de ressaut hydraulique (sous régime NA3) (figure II.2.C, page 25)

Les écoulements en nappe sur des marches horizontales sont caractérisés par la formation de ressaut. Mais pour des débits relativement forts avant l'apparition d'un écoulement très turbulent, l'écoulement de l'eau se produit sans formation de ressaut donc sous régime NA3 qui est souvent observé sur les évacuateurs de crue en marches d'escalier et sur les canaux ayant des marches inclinées vers le bas ( figure II.2 .C, page 25 ).

Le long d'un évacuateur de crue en marches d'escalier horizontales, l'écoulement en nappe se traduit par une série de chutes libres d'eau d'une marche à une autre suivie par la formation d'un ressaut hydraulique ( figure II.2.A et B, page 25 ).

La dissipation d'énergie se fera par la fragmentation du jet d'eau dans l'air, par l'impact du jet sur la marche et la formation d'un ressaut hydraulique sur la marche.

### II.2. Caractéristiques hydrauliques des écoulements en nappe

Mr. MOORE en 1943 et Mr. Rand en 1955 ont étudié une structure à une seule marche et ils ont remarqué que les conditions d'écoulement tout près de l'extrémité de la marche change d'un écoulement sous critique en écoulement critique en certaines sections se situant à une faible distance en amont du bord de la marche où la profondeur de l'écoulement (  $d_b$  ) est :

$$d_b = 0,715 d_c \quad (II.1)$$

avec,  $d_c$  : la profondeur critique de l'eau.

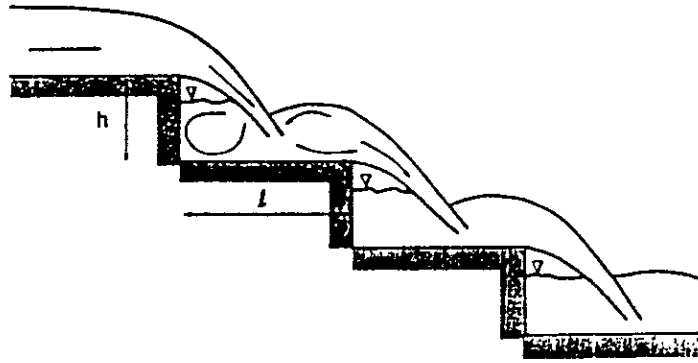
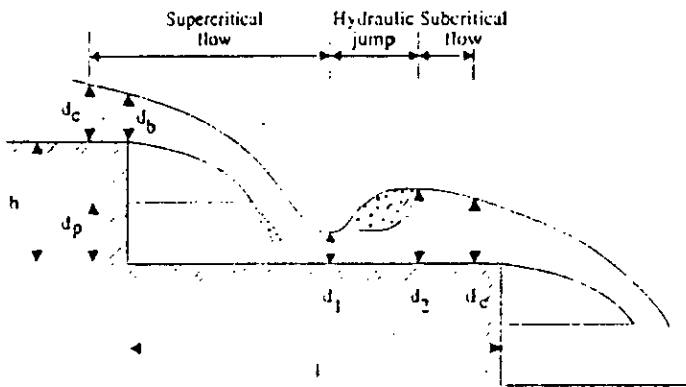
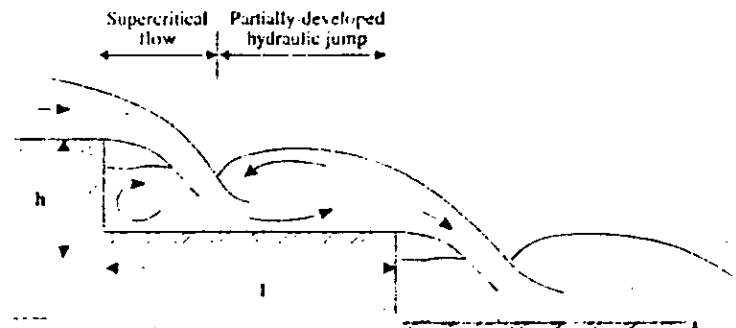


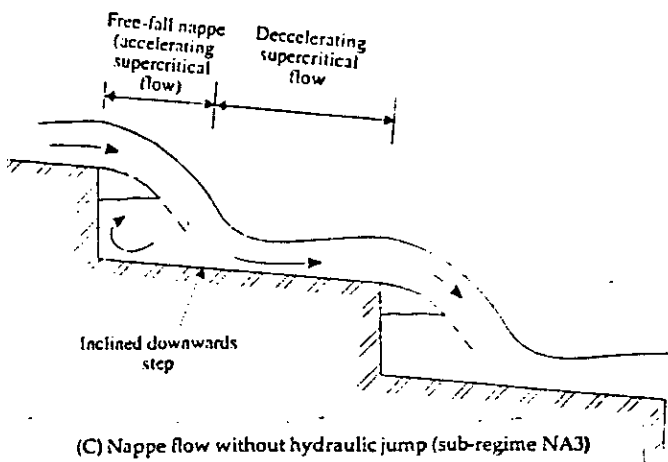
Figure (II.1) .description de l'écoulement en nappe



(A) Nappe flow with fully-developed hydraulic jump (sub-regime NA1)



(B) Nappe flow with partially-developed hydraulic jump (sub-regime NA2)



(C) Nappe flow without hydraulic jump (sub-regime NA3)

Figure (II.2). les différents type de l'écoulement en nappe

A l'aval du bord, la trajectoire ( de l'écoulement ) de la nappe peut être calculée en utilisant le potentiel de l'écoulement, les méthodes numériques complexes ou les méthodes d'approximation.

L'application de l'équation de la quantité de mouvement à la base de la structure conduit à :

$$\frac{d_1}{d_c} = \frac{\sqrt{2}}{\frac{3}{2^{3/2}} + \sqrt{\frac{3}{2} + \frac{h}{d_c}}} \quad (\text{II.3})$$

avec :

$d_1$  : la profondeur de l'écoulement à la section 1 ( figure.II.3 ).

$h$  : hauteur de la marche,

La charge totale à la section 1 peut être exprimée sans dimensions par :

$$\frac{H_1}{d_c} = \frac{d_1}{d_c} + \frac{1}{2} \left( \frac{d_c}{d_1} \right)^2 \quad (\text{II.4})$$

La profondeur de l'écoulement et la charge totale à la section 2 ( figure II.3, page 28 ) sont données par l'équation régissant le ressaut hydraulique :

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1 \right) \quad (\text{II.5})$$

$$\frac{H_1 - H_2}{d_c} = \frac{(d_2 - d_3)^3}{4d_1 \cdot d_2 \cdot d_c} \quad (\text{II.6})$$

avec :

$$F_{r1} : \text{le nombre de Froude à la section 1 ;} \quad F_{r1} = \frac{q_w}{\sqrt{g d_1^3}}$$

Après plusieurs expériences, Mr. RAND en 1955 a développé les corrélations suivantes:

$$\frac{d_1}{h} = 0,54 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{1,275} \quad (\text{II.7})$$

$$\frac{d_2}{h} = 1,66 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{0,810} \quad (\text{II.8})$$

$$\frac{L_d}{h} = 4,30 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{0,810} \quad (\text{II.9})$$



$$\frac{d_p}{h} = \left( \frac{d_c}{h} \right)^{0,660} \quad (\text{II.10})$$

avec,  $d_p$  : la hauteur de l'eau dans le bassin à l'aval, et  $L_d$  : la distance entre la parement de la structure et la position  $d_1$  de la profondeur d'eau (figure II.3, page 28 ).

L'équation (II.7) est une corrélation empirique qui s'adapte bien à l'équation (II.3), et les équations (II.7) à (II.10) sont obtenues pour une nappe aérée.

Les conditions de l'écoulement à l'impact de la nappe avec le bassin à l'aval peuvent être déduites par l'équation du mouvement par l'utilisation des équations (II.1) et (II.10), Mr. Chanson a corrélé l'épaisseur de la nappe ( $d_i$ ), sa vitesse ( $V_i$ ) et l'angle qu'elle fait avec l'horizontale à l'impact comme suit [3] :

$$\frac{d_i}{h} = 0,687 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{1,483} \quad (\text{II.11})$$

$$\frac{V_i}{V_c} = 1,455 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{0,483} \quad (\text{II.12})$$

$$\text{tang}\theta = 0,838 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{-0,586} \quad (\text{II.13})$$

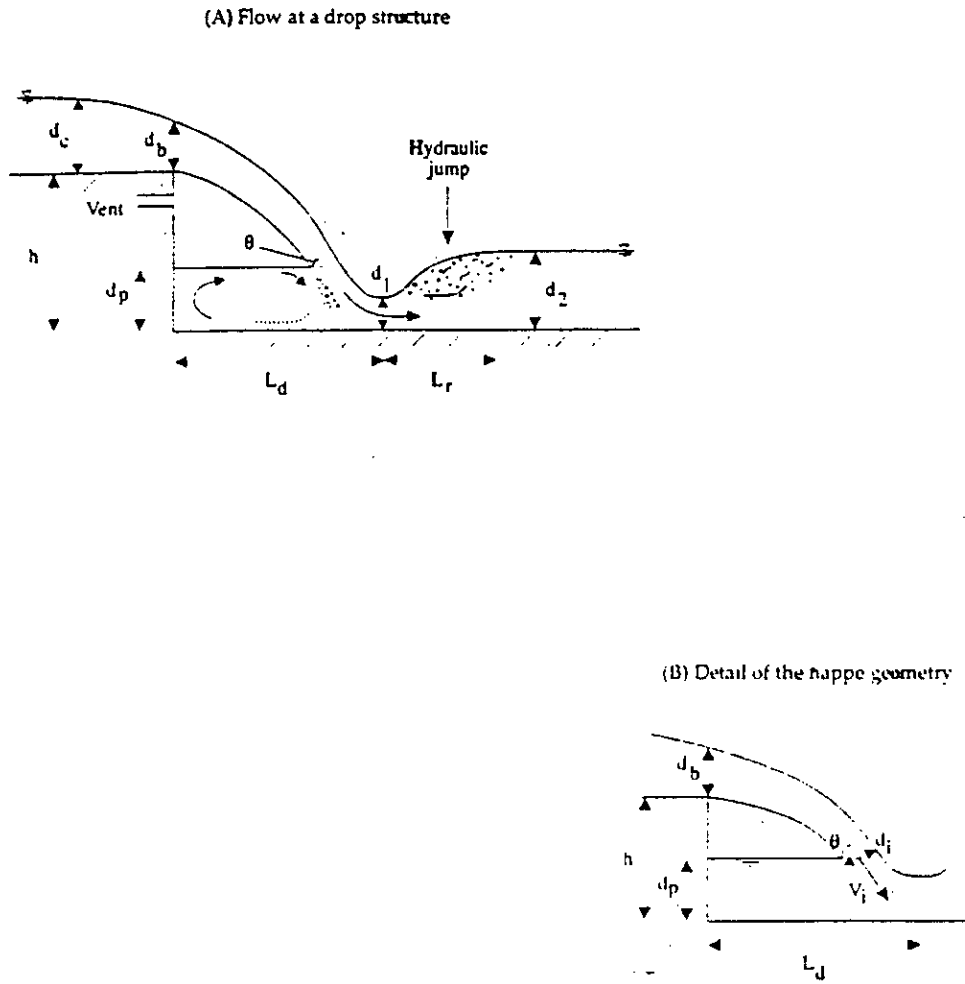
A l'aval de l'impact de la nappe, HAGER et col (1990) propose d'estimer la longueur du ressaut hydraulique pleinement développé comme suit :

$$\frac{L_r}{d_1} = 8 \left[ \left( \frac{d_c}{d_1} \right)^{3/2} - 1,5 \right] \quad (\text{II.14})$$

avec:

$L_r$  : la longueur du rouleau

$d_1$  : la profondeur de l'écoulement au bout du ressaut à la section 1 ( figure II.3, page28 )



**Figure(II.3) . les caractéristiques des écoulements en nappe**

Si la longueur de la structure ( $L_p$ ) et la longueur du rouleau ( $L_r$ ) sont plus petite que celle de la marche ( $P$ ), alors la formation d'un ressaut hydraulique pleinement développé est possible (figure II.2 et II.3) Mr. Chanson a déduit la condition d'un écoulement en nappe avec ressaut hydraulique pleinement développé ( sous régime NA1 ) par la combinaison des équations ( II.9 ) et (II.14 ), et ce régime se produit donc pour des débits plus faible que celui correspondant à la valeur critique définie par :

$$\left(\frac{d_c}{h}\right)_{\text{car}} = 0,0916 \left(\frac{h}{l}\right)^{-1,276} \quad (\text{II.15})$$

avec:

$l$  : la longueur de la marche.

L'écoulement en nappe avec ressaut hydraulique pleinement développé se produit pour :

$$\left(\frac{d_c}{h}\right) < \left(\frac{d_c}{h}\right)_{\text{car}}$$

L'équation (II.15 ) à été obtenue pour :  $0,2 \leq \frac{h}{l} \leq 6$  et pour des pentes raides dont le rapport  $h/l > 0,5$ . L

Le sous régime NA1 se produit seulement pour des débits d'écoulement très faibles. Le long d'un évacuateur de crue en marches d'escalier, la condition d'un écoulement critique s'établit au voisinage de l'extrémité de chaque marche. Les équations ( II.3 ) à ( II.14 ) fournissent un moyen, pour l'établissement d'un écoulement en nappe avec formation d'un ressaut hydraulique pleinement développé ( sous régime NA1 ). Mr. PEYRAS et col ( 1991-1992 ) ont indiqué que ces équations peuvent être aussi appliquées avec une certaine précision aux écoulements en nappe avec ressaut hydraulique partiellement développés ( sous régime NA2 ).

Pour un écoulement sans ressaut hydraulique ( sous régime NA3 ), l'eau s'écoule en un filet et les conditions d'un écoulement critique ne sont pas observées au bord de la marche. Contrairement aux sous régimes NA1 et NA2 où les équations (II.1), (II.3), ( II.7 ) à ( II.13 ), ont été développées avec l'hypothèse d'un écoulement sous critique en amont du bord de la structure, et qui est valable pour un canal avec marches horizontales sans vanne, l'écoulement dans le cas du sous régime NA3 présente, une succession de nappes d'eau en chute libre, une percussion du jet et une décélération de l'écoulement supercritique (figure II.2.C,page25 ).

Si en amont du canal et la limite de celui-ci, le contrôle est effectué par une barrière dérivant le courant ( exemple : une vanne,... ), l'écoulement au bord de la première marche peut-être ( au voisinage ) supercritique. Avec l'absence des conditions d'un écoulement critique au voisinage du

bord de la marche, les caractéristiques des écoulements en nappe supercritiques sont déterminées par la trajectoire de la nappe, par l'impact du jet sur la marche et par la résistance de l'écoulement sur la marche à l'aval de l'impact.

Plusieurs recherches ont donné des détails sur les caractéristiques de l'écoulement au bord, et sur la forme du jet pour un écoulement supercritique.

L'application de l'équation de la quantité de mouvement à la base d'une structure où se produit un écoulement supercritique conduit à :

$$\frac{d_1}{d_c} = \frac{2 F_r^{-2/3}}{1 + \frac{2}{F_r^2} + \sqrt{1 + \frac{2}{F_r^2} \left(1 + \frac{h}{d_c} F_r^{2/3}\right)}} \quad (\text{II.16})$$

avec,  $F_r$  : le nombre de Froude de l'écoulement supercritique à l'amont du bord de la structure.

### II.3. Dissipation d'énergie

Pour un écoulement en nappe avec ressaut hydraulique pleinement développé, la perte de charge sur toute marche intermédiaire est égale à la hauteur de cette dernière [2].

La dissipation d'énergie se produit par la fragmentation du jet dans l'air, et avec la formation du ressaut hydraulique sur la marche, tel que la perte de charge totale le long de l'évacuateur ( $\Delta H$ ) est égale à la différence entre la charge maximale disponible et la charge résiduelle à l'aval de l'extrémité du canal  $H_1$  équation (II.4) et son expression adimensionnel est comme suit

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \left[ \frac{\left(\frac{d_1}{d_c}\right) + \frac{1}{2} \left(\frac{d_c}{d_1}\right)^2}{\frac{3}{2} + \left(\frac{H_{\text{dam}}}{d_c}\right)} \right] \quad (\text{II.16.a}) \quad \text{Evacuateur sans vanne}$$

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \left[ \frac{\left(\frac{d_1}{d_c}\right) + \frac{1}{2} \left(\frac{d_c}{d_1}\right)^2}{\left(\frac{H_{\text{dam}}}{H_0}\right) / d_c} \right] \quad (\text{II.16. b}) \quad \text{Evacuateur avec vanne}$$

avec:

$H_{\text{dam}}$  : la charge à la crête du barrage au-dessus du pied aval.

$H_0$  : l'élévation de la surface libre du réservoir au-dessus de la crête de l'évacuateur.

Pour un canal sans vanne, la charge maximale disponible et la hauteur du barrage sont données par :

$$H_{\max} = H_{\text{dam}} + 1,5 d_c.$$

Pour un canal avec vanne :  $H_{\max} = H_{\text{dam}} + H_0.$

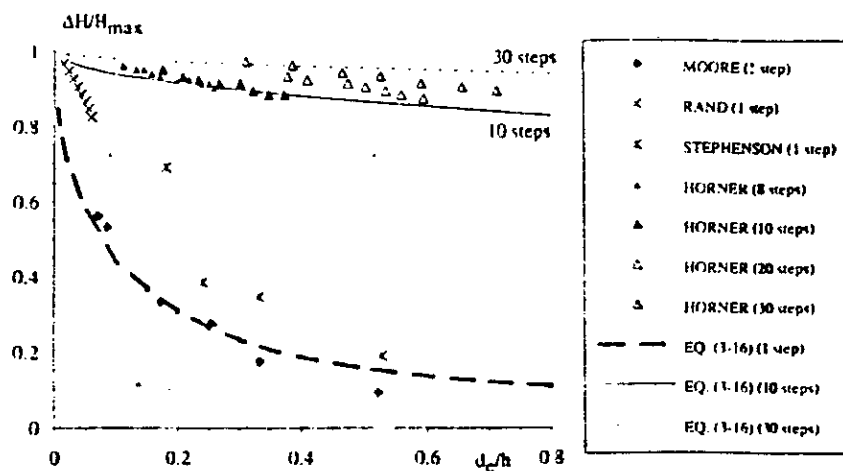
L'énergie résiduelle est dissipée au pied de l'évacuateur par un ressaut hydraulique dans un bassin de dissipation.

Par la combinaison des équations ( II.7 ) et ( II.16), l'énergie dissipée totale est de :

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \left[ \frac{0,54 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{0,275} + 3,43/2 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{-0,55}}{3/2 + \left( \frac{H_{\text{dam}}}{d_c} \right)} \right] \quad \text{Evacuateur non vanne} \quad (\text{II.17. a})$$

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \left[ \frac{0,54 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{0,275} + 3,43/2 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{-0,55}}{(H_{\text{dam}} + H_0)/d_c} \right] \quad \text{Evacuateur vanné} \quad (\text{II.17. b})$$

Sur la figure (II.4, page 31 ), la perte de charge pour une structure sans vanne équation ( II.17. a ) est tracée en fonction de la profondeur critique de l'écoulement et du nombre de marches, et comparée avec les données expérimentales de Mr MOORE en 1943, RAND en 1955, HORNER en 1969 et STEPHENSON en 1979.



Figure(II.4) la dissipation d'énergie dans un écoulement en nappe (comparaison des données expérimentales des chercheurs)

Celle-ci indique que la plupart de l'énergie de l'écoulement est dissipée sur les marches en escalier pour les grands barrages, de plus pour une hauteur donnée d'un barrage, le taux de dissipation d'énergie diminue quand le débit augmente.

M. CHANSON a aussi noté que l'équation ( II.17.a ) convient parfaitement aux données obtenues sur un modèle à une seule marche et sur des canaux avec de multiples marches. Les équations ( II.16 ) et (II.17) sont obtenues pour des écoulements en nappe avec formation de ressaut hydraulique pleinement développés et le taux de dissipation d'énergie des écoulements en nappe avec ressaut partiellement développés ( sous régime NA2 ) est évalué à moins de 10 % de la valeur obtenue pour un régime d'écoulement de type NA1, par conséquent l'équation ( II.17 ) peut être appliquée avec une certaine précision à la plupart des écoulements en nappe se produisant sur des évacuateurs de crues avec marches horizontales.

#### II.4. Conception des évacuateurs de crues avec régime d'écoulement en nappe

Pour la conception des cascades en marches d'escalier, SCHOKLITSCH en 1937 a recommandé de concevoir des évacuateurs avec marches horizontales tel que :

$$\frac{h}{l} = \frac{h}{L_d + 3h} \quad (\text{II.18. a})$$

et par la combinaison avec l'équation (II.10) on aura :

$$\frac{h}{l} = \left[ 3 + 4,3(d_c/h)^{0,81} \right]^{-1} \quad (\text{II.18.b})$$

D'autres auteurs ont suggéré des critères différents de conception, incluant des évacuateurs de crues en marches d'escalier ayant des marches en forme de bassins.

STEPHENSON a alors suggéré que la plupart des conditions appropriées à un écoulement en nappa sont :

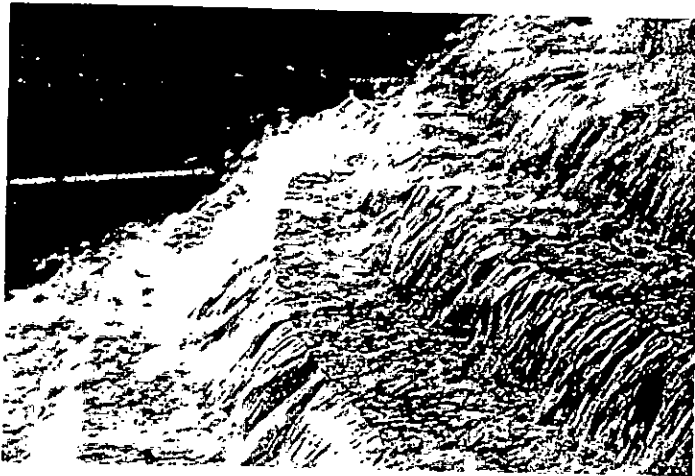
$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{l} < 0,20 \quad (\text{II.19.a})$$

et

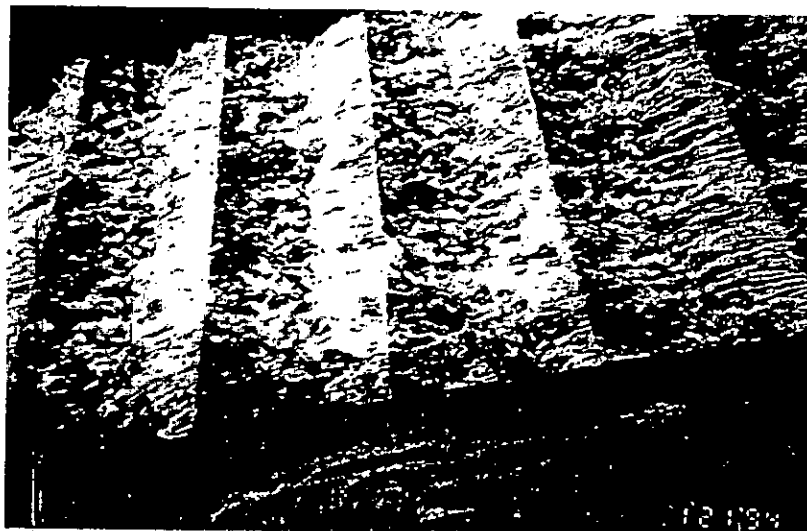
$$\frac{d_c}{h} < \frac{1}{3} \quad (\text{II.19.b})$$

Ces équations satisfassent bien l'équation ( II.15 ) et les recommandations de STEPHENSON impliquent relativement de grandes marches et des pentes douces, ce qui n'est pas praticable aux cours d'eau naturels, aux ruisseaux, ... etc.

(A) Fontaine de Peak tramway, Hong Kong, en 1993 - Marches horizontales  $h = 0,15$  m et  $\alpha = 20^\circ$



(B) Evacuateur Brushes Clough, Royaume Uni, en 1994 - Marches inclinées  $h = 0,19$  m et  $\alpha = 18,4^\circ$



*Exemples pratiques des écoulements en nappe.*



# Chapitre III

---

## PRESENTATION DES ECOULEMENTS TRES TURBULENTS

### III. PRESENTATION DES ECOULEMENTS TRES TURBULENTS ( Chanson 1995 )

#### III.1. Introduction

Le long d'un canal en marches d'escalier, pour des débits forts, l'eau s'écoule en un filet cohérent turbulent au dessus des marches. Les bords extrêmes de ces dernières forment ainsi une pseudo-base au-dessous de laquelle se développent des recirculations occupant les zones entre l'écoulement et les marches. Ces rouleaux d'eau sont maintenus par la transmission de l'effort de cisaillement du fluide s'écoulant au delà des bords des marches ( figure III.1 ). Une grande partie de l'énergie dissipée de l'écoulement est causée par ces recirculations.

Dans le cas d'un régime d'écoulement très turbulent, sur un évacuateur de crue en marches d'escalier, les conditions de l'aération de la surface libre sont satisfaites et de grandes quantités d'air sont entraînées le long du canal ( figure III.1 ). La région aérée de la surface libre de l'écoulement succède une région où l'écoulement est lisse et clair ( vitreux ).

D'autre part, la turbulence est générée au voisinage de la couche limite qui devient de plus en plus importante jusqu'à ce que le bord extérieur de celle-ci atteigne la surface libre ( figure III.1 ), cette turbulence entreprend ainsi l'aération naturelle de cette dernière.

La localisation du début d'entraînement d'air est définie par le point d'inception. A l'aval de celui-ci la couche limite contenant le mélange air - eau s'étend graduellement à travers le fluide, et plus loin l'écoulement devient uniforme, tel que pour un débit donné, la profondeur de l'écoulement, la concentration d'air et la distribution des vitesses restent pratiquement constantes le long de l'évacuateur, ce qui définit une région d'équilibre de l'écoulement uniforme.

#### III.2 Début du régime très turbulent

Dans le cas de faibles débits et de pentes douces, l'écoulement se fait en jets tombants, on aura ainsi affaire à un régime d'écoulement en nappe. L'augmentation du débit ou de la pente induit le régime d'écoulement très turbulent. Le débit du régime d'écoulement très turbulent est défini par la disparition des cavités au dessous des nappes libres tombantes, l'eau s'écoule ainsi, en filet quasi homogène. Ce phénomène présente quelques similitudes avec la submersion des cavités dans les dispositifs d'aération et les cavités ventilées.

Au cours de son étude, Mr. CHANSON a réanalysé les données d'ESSERY et HORNER (1978) [2], de PEYRAS et COL (1991) [7], de DEGOUTTE et col (1992) [7] et de BEITZ et LAWLESS [2] (1992) ( voir tableau III.1 ). Pour ces derniers, le régime d'écoulement très turbulent se produit pour un débit supérieur à la valeur critique qui est définie comme suit :

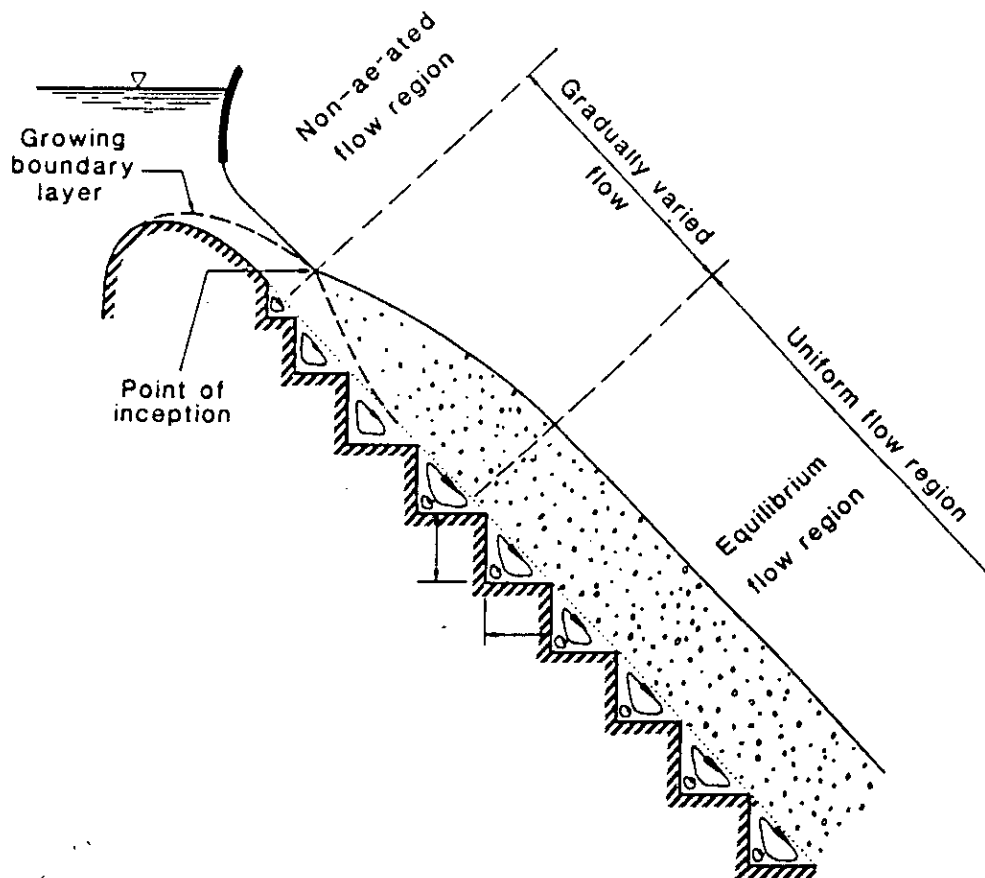
$$\frac{(d_c)_{\text{début}}}{h} = 1,057 - 0,465 \frac{h}{L} \quad (\text{III.1})$$

où  $h$  et  $L$  représentent respectivement la hauteur et la largeur des marches et  $(d_c)_{\text{début}}$  la hauteur critique correspondant au début de l'écoulement très turbulent. Toutefois, notons la différence de l'équation qui exprime le rapport  $d/h$  dans le régime d'écoulement en nappe :

$$\frac{d_c}{h} = 0,0916 \left( \frac{h}{l} \right)^{-1,276}$$

L'équation ( III.1 ) est représentée et comparée aux équations ( II.15 ) et ( II.19 ), et aux données expérimentales sur la figure ( III.2, page 37 ).

Il faut accentuer sur le fait que l'équation ( III.1 ) est déduite pour des valeurs de  $H/L$  allant de 0.2 à 1.25, c'est à dire (  $11^\circ < \alpha < 52^\circ$  ). Il n'y a aucune information sur sa validité au delà de ce rang de valeurs.



**Figure. III.1 : Les différentes régions d'écoulement sur un évacuateur en marche dans le cas d'écoulement très turbulent.**

H / L	d <sub>c</sub> / h	Référence
0.20	1.15	ESSERY & HORNER (1978)
0.42	0.81	
0.53	0.82	
0.74	0.82	
0.84	0.80	
0.33	0.74	PEYRAS & COL (1991)
0.50	0.67	DEGOUTTE & COL (1992)
1.00	0.61	
1.25	0.40	BEITZ & LAWLESS (1992)

Tableau : (III.1) : Début de l'écoulement très turbulent sur les évacuateurs en marches d'escalier. (Données expérimentales)

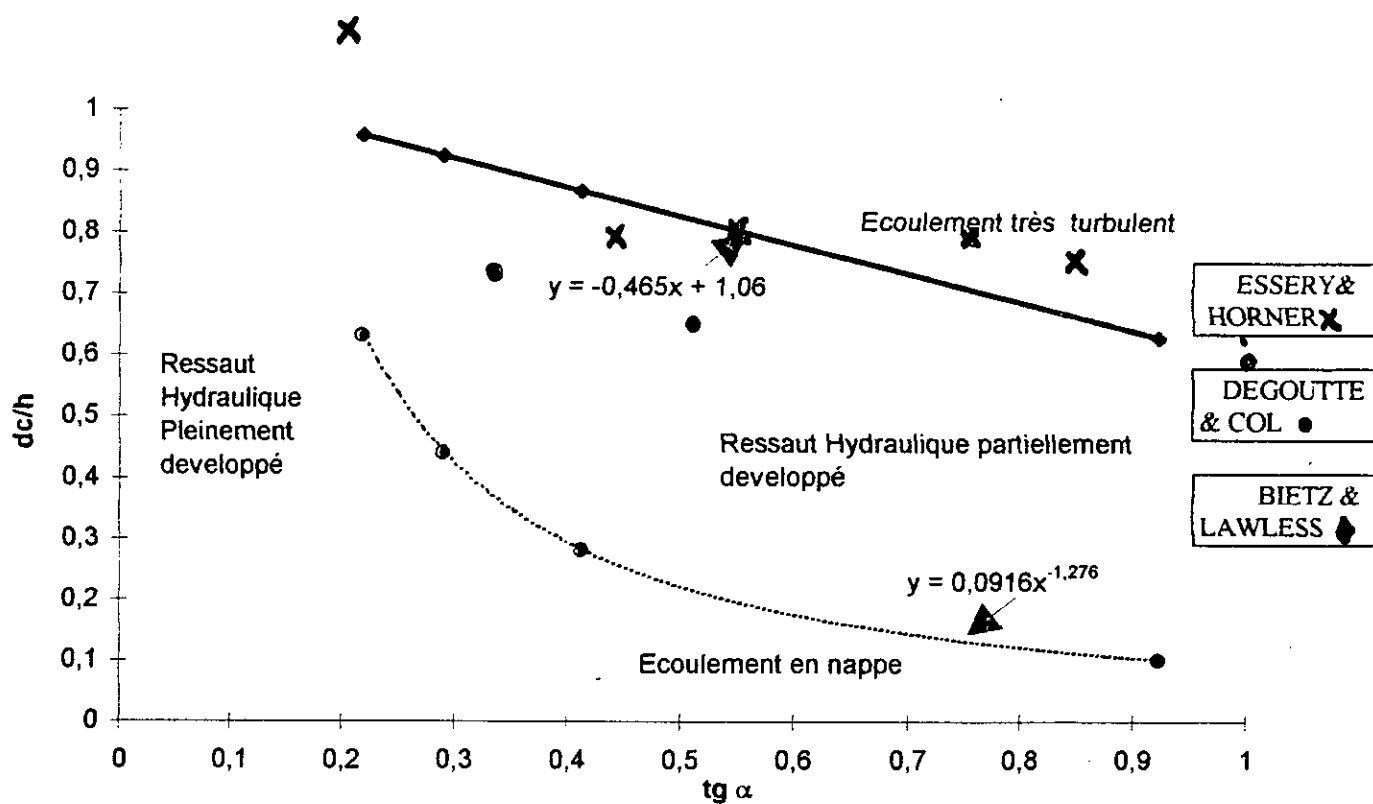


Figure. III.2 : Comparaison entre les différents modèles des chercheurs (Tableau III.1)

En effet, le début du régime d'écoulement très turbulent est semblable au début du remplissage des cavités dans les dispositifs d'aération et des cavités ventilées. Quand la pression locale de cavité chute au dessous de quelques valeurs critiques, la cavité ventilée peut être noyée et complètement disparaître. Pour un dispositif d'aération avec 30 mm de rejet sur un déversoir de  $52^\circ$ , le remplissage de cavité se produit pour un rapport  $d_b/h > 1,67$ , où  $d_b$  est la profondeur de l'écoulement supercritique, c'est à dire ( $4 < F_{rd} < 15$ ).

Pour les écoulements subcritiques sur canaux plats, munis de bandes rugueuses au fond, plusieurs chercheurs ont observé un mouvement de recirculation stable entre les rainures adjacentes des éléments. D'après les résultats des expériences effectuées par de nombreux chercheurs, l'apparition de l'écoulement quasi-lisse est indépendante du débit, et est fonction du rapport espace rugueux sur la hauteur rugueuse,  $L_r/K_s \leq 3,4$  à 5.

En 1964, O'LOUGHLIN et MacDONALD ont effectué des expériences sur des éléments rugueux cubiques et ont observé des recirculations stables pour un rapport  $L_r/K_s$  supérieur à 0,25 ; par contre, dans le cas d'une bande rugueuse bidimensionnelle, les recirculations sont observées pour un rapport  $L_r/K_s$  inférieur à 4. [2]

On note cependant, l'accord entre toutes les observations sur les canaux et conduites horizontales à savoir :

- Le début de l'écoulement très turbulent sur une rugosité artificielle est défini à l'apparition d'une recirculation stable des rouleaux.
- Sur les canaux en marches d'escalier, l'écoulement très turbulent peut se produire avec une recirculation stable ou instable des tourbillons dans les cavités, d'où l'impossibilité de comparer l'apparition de la recirculation stable des rouleaux au début de l'écoulement très turbulent et à la disparition de l'écoulement en nappe.

### III.3. Ascension de la couche limite

Une couche limite du fond se développe graduellement à partir de la crête de l'évacuateur, jusqu'à atteindre la surface libre en un point appelé point du début d'entraînement d'air.

A l'aval de ce point, la turbulence près de la surface libre devient assez importante pour initier une aération naturelle de cette dernière ( figure III.1 ). Les caractéristiques du point du début d'entraînement d'air sont  $L_1$  et  $d_1$ ,  $L_1$  représentant la distance du commencement de l'ascension de la couche limite, et  $d_1$  la profondeur de l'écoulement au point du début de l'aération. Dans les évacuateurs lisses, la position de ce point est fonction du débit et de la rugosité du déversoir.

En 1977 KELLER et RASTOGI ont suggéré que :

$$\frac{L_I}{K_s} = G_1(F_*, \sin \alpha) \quad (III.2)$$

$$\frac{d_I}{K_s} = G_2(F_*, \sin \alpha) \quad (III.3)$$

où  $F_*$  est le nombre de Froude en terme de rugosité comme suit :

$$F_* = q_w / \sqrt{g \sin \alpha (K_s')^3}$$

où  $K_s'$  est la rugosité hypodermique et  $\alpha$  la pente du canal.

Quant à CAIN et WOOD, en 1981, ils ont considéré la formule d'ascension suivante :

$$\frac{d_I}{L_I} = a_1 \left( \frac{L_I}{K_s} \right)^{-a_2} \quad (III.4)$$

où  $a_1$  et  $a_2$  représentent des constantes faisant intervenir la distribution des vitesses de la forme :

$$\frac{V}{V_1} = \left( \frac{y}{d_I} \right)^{1/n} \quad (III.5)$$

où  $V_1$  représente la vitesse de la surface libre au point d'inception et  $N$  un exposant.

Combinées à l'équation de BERNOULLI, les équations ( III.2 ) et ( III.3 ) s'écrivent :

$$\frac{L_I}{K_s} = \left( \frac{N + 1}{a_1 N \sqrt{2}} \right)^{2/(3 - 2a_2)} \cdot (F_*)^{2/(3 - 2a_2)} \quad (III.6)$$

$$\frac{d_I}{K_s} = (a_1)^{1/(3 - 2a_2)} \cdot \left( \frac{N + 1}{N \sqrt{2}} \right)^{(2 - 2a_2)/(3 - 2a_2)} \cdot (F_*)^{(2 - 2a_2)/(3 - 2a_2)} \quad (III.7)$$

Pour les évacuateurs en béton lisse, en 1983, WOOD et COL ont estimé les paramètres  $a_1$ ,  $a_2$  et l'exposant  $N$  comme suit :

$$a_1 = 0,0212 (\sin \alpha)^{0,11}, \quad a_2 = 0,10, \quad N = 6,0.$$

les équations ( III.6 ) et ( III.7 ) deviendront alors :

$$\frac{L_I}{K_s} = 13,6 (\sin\alpha)^{0,0769} \cdot (F_*)^{0,713} \tag{III.8}$$

$$\frac{d_I}{K_s} = \frac{0,223}{(\sin\alpha)^{0,04}} \cdot (F_*)^{0,643} \tag{III.9}$$

et l'équation ( III.4 ) deviendra :

$$\frac{d_I}{L_I} = 0,212 (\sin\alpha)^{0,11} \cdot \left(\frac{L_I}{K_s}\right)^{-0,1} \tag{III.10}$$

### III.4. Application au canaux en marches d'escalier

Dans les évacuateurs en marches d'escalier, la position du début d'entraînement d'air est fonction du débit, de la conception de la crête, de la rugosité du fond, de la géométrie des marches et de la géométrie du déversoir. La majorité des crêtes sont ajustées au profil CREAGER ( barrage M'BALI ) ou au profil WES ( barrage de MONKSVILLE ). Usuellement, quelques petites marches sont introduites près de la crête de l'évacuateur pour éliminer la défection des jets d'eau (figure III.1, page 36).

Avec une telle géométrie complexe, l'analyse de l'ascension de la couche limite devient très difficile.

Mr. CHANSON a réanalysé les propriétés de l'écoulement au point d'inception du modèle expérimental, à savoir le lieu du début d'entraînement d'air et la profondeur de l'écoulement en ce lieu. Les résultats ont été présentés sur les figures ( III.3.a, page 40 ) et ( III.3.b, page 41 ).

(  $\frac{L_I}{K_s^*}$  et  $\frac{d_I}{K_s^*}$  en fonction de  $F_*$  ) où  $K_s$  est estimée comme étant la profondeur normale de la marche, c'est à dire  $K_s = h \cos\alpha$  ( figure. III.4, page 41 ).

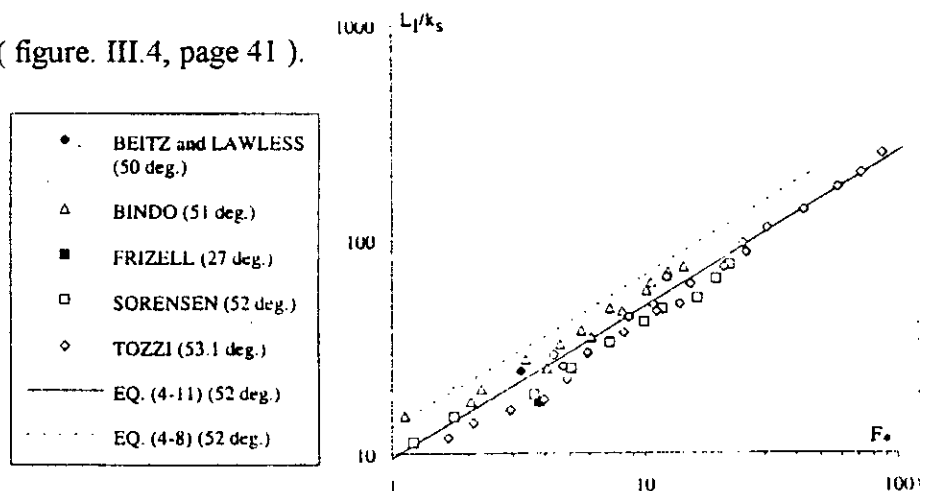


Figure III.3.a : Représentation de  $L_I / k_s$  en fonction de  $f_*$

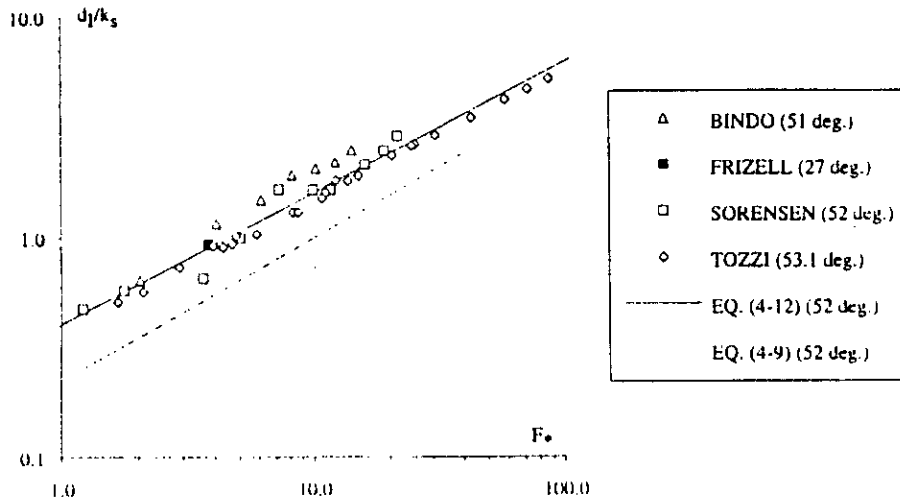


Figure. III.3.b : Représentation de  $d_i / k_s$  en fonction de  $F_*$ .

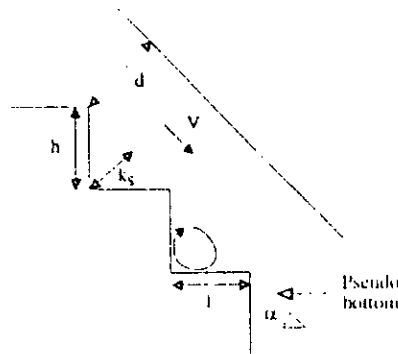


Figure. III.4 : Définition de la rugosité  $k_s$ , pour le régime d'écoulement très turbulent.

Les analyses statistiques des données ont indiqué que les propriétés de l'écoulement sont mieux représentées par les formules :

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_d}{K_s} &= 9,719(\sin\alpha)^{0,0796} \cdot (F_*)^{0,713} & (III.11) \\ \frac{d_i}{K_s} &= \frac{0,4034}{(\sin\alpha)^{0,04}} \cdot (F_*)^{0,592} & (III.12) \end{aligned} \right\} \text{ pour } 27^\circ \leq \alpha \leq 53^\circ$$

où :

$$F_* = q_w / \sqrt{g \sin\alpha (h \cos\alpha)^3} \quad \text{et} \quad K_s = h \cos\alpha$$

ainsi, l'équation ( III.4 ) deviendra :



$$\frac{d_I}{L_I} = 0,0616 (\sin\alpha)^{0,133} \cdot \left(\frac{L_I}{K_s}\right)^{-0,17} \quad (\text{III.13})$$

Les équations ( III.11 ) et ( III.12 ) sont représentées sur la figure ( III.3 ) avec les données des modèles.

Une comparaison entre l'équation ( III.8 ) et ( III.11 ) montre que l'application des calculs des évacuateurs lisses ( équation III.8 ) sur les évacuateurs en marches d'escalier est impossible ; Des calculs surestiment la localisation de l'apparition de « l'eau blanche » sur les marches de l'évacuateur (figure III.3.a, page 40 ). En effet, le taux d'ascension de la couche limite sur l'évacuateur en marches d'escalier ( équation III.13 ) est approximativement 2,8 fois plus grande que dans un évacuateur lisse (équation III.10 ).

Pour une géométrie du canal donnée, l'équation ( III.11 ) implique que la position du point d'inception se déplace à l'aval, suivant l'augmentation du débit.

Pour les plus faibles débits, la position du point d'inception est localisé près du sommet du canal. Pour le plus grand débit, l'eau est transparente tout le long du canal, indiquant l'absence de l'aération de la surface libre.

### III.5. Les conditions de l'écoulement uniforme

Dans le cas où l'évacuateur est suffisamment long, les conditions de l'écoulement uniforme sont atteintes avant le bout de ce dernier. Les caractéristiques de l'écoulement uniforme sont analysées en utilisant les équations de continuité et de quantité de mouvement.

Sur les canaux en marches d'escalier, l'observation visuelle indique un grand entraînement d'air à travers la surface libre de l'écoulement. Cela exige la définition des différents paramètres de l'écoulement air - eau.

#### III.5.1. Définitions

- La concentration locale d'air « C » est défini comme étant le volume d'air par unité de volume d'air et d'eau.
- La caractéristique de profondeur d'écoulement d'eau est défini comme suit :

$$d = \int_0^{y_{90}} (1 - c) dy \quad (\text{III.14})$$

où « y » est mesuré perpendiculairement à la surface du canal et « y<sub>90</sub> » est la profondeur, où la concentration d'air est de 90 %.

La caractéristique d est défini de 0 à y<sub>90</sub>, au delà d'une concentration de 90 %, la mesure des vitesses et de la concentration d'air est impossible ( CHANSON, 1992 ), et l'intégration de la concentration d'air au delà de y<sub>90</sub> devient insignifiante.

$$C_{\text{moy}} = \frac{1}{y_{90}} \int_0^{y_{90}} C dy \quad (\text{III.15.a})$$

en combinant avec l'équation (III.14), on aura :

$$C_{\text{moy}} = 1 - \frac{d}{y_{90}} \quad (\text{III.15.b})$$

La vitesse moyenne de l'écoulement est défini comme suit :

$$U_w = \frac{q_w}{d} \quad (\text{III.16})$$

où q<sub>w</sub> est le débit par unité de largeur.

### III.5.2. Les propriétés de l'écoulement

En prenant un canal en marches d'escalier long, et si les conditions d'un écoulement uniforme sont atteintes avant la fin de ce dernier, la profondeur de l'écoulement uniforme est déduite de l'équation de quantité de mouvement, qui stipule que la composante du poids dans la direction de l'écoulement est égale au frottement du fond :

$$\tau_0 \cdot P_w = \rho_w \cdot g \cdot A_w \cdot \sin \alpha \quad (\text{III.17})$$

où :

P<sub>w</sub> représente le périmètre mouillé.

ρ<sub>w</sub> la densité de l'eau.

g l'accélération gravitaire.

$A_w$  la surface de la section transversale de l'écoulement.

$\tau_0$  la contrainte de cisaillement moyenne entre l'écoulement très turbulent et le fluide de recirculation au fond, c'est à dire  $\tau_0$  est la contrainte de cisaillement le long du pseudo-fond.

Par analogie à l'écoulement d'eau clair, la contrainte de cisaillement moyenne  $\tau_0$  est défini de la même manière que pour un écoulement dans un canal ouvert (HENDERSON 1966, STREETER et WYLIE 1981).

$$\tau_0 = \frac{f_e}{8} \cdot \rho_w \cdot (U_w)_0^2 \quad (\text{III.18})$$

avec

$$(U_w)_0^2 = \sqrt{\frac{8g}{f_e}} \cdot \sqrt{\frac{D_H}{4 \sin \alpha}} \quad (\text{III.19})$$

où :

$f_e$  représente le facteur de DARCY de l'écoulement air - eau.

$(U_w)_0$  la vitesse moyenne de l'écoulement.

$D_H$  le diamètre hydraulique  $\left( D_H = 4 \frac{A_w}{P_w} \right)$

En combinant les équations ( III.17 ) et ( III.18 ) on obtient :

$$\frac{(U_w)_0}{V_c} = \sqrt[3]{\frac{8 \sin \alpha}{f_e}} \quad (\text{III.20})$$

$$\frac{d_0}{d_c} = \sqrt[3]{\frac{f_e}{8 \sin \alpha}} \quad (\text{III.21})$$

où :

$V_c$  est la vitesse critique de l'écoulement.

$d_0$  est

En combinant les équations (III.15) et (III.21), la caractéristique profondeur  $(y_{90})_0$  pour l'écoulement uniforme va s'écrire comme suit :

$$\frac{(y_{90})_0}{d_c} = \sqrt[3]{\frac{f_e}{8(1 - C_e)^3 \sin \alpha}} \quad (\text{III.22})$$

### III.6. La résistance de l'écoulement

Plusieurs auteurs ont étudié les écoulements turbulents sur des éléments rugueux dans des conduites et canaux ouverts. Leurs résultats ont montré que la résistance classique de l'écoulement doit être modifiée pour prendre en compte la forme des éléments rugueux. En effet, la résistance de l'écoulement est la somme de la résistance hypodermique et la résistance des marches.

Pour un évacuateur de crue en marches d'escalier, la géométrie des marches est caractérisée par la profondeur normale des lignes de courant, c'est à dire  $K_s = h \cos \alpha$  et par la pente du canal

$$\left( \text{tg} \alpha = \frac{h}{l} \right) \quad (\text{figure III.4}).$$

L'analyse dimensionnelle suggère que le coefficient de frottement soit fonction de la surface rugueuse ( hypodermique )  $K'_s$ , du nombre de Reynolds, de la rugosité ( des marches )  $K_s$ , de la pente du canal et de la quantité d'eau entraînée.

$$F_e = G_3 \left( \frac{K'_s}{D_H} ; R_e ; \frac{K_s}{D_H} ; \alpha ; C_{\text{moy}} \right) \quad (\text{III.23})$$

où :  $R_e$  représente le nombre de REYNOLDS défini comme suit

$$R_e = \rho_w * U_w * D_H / \mu_w$$

ou,  $\mu_w$  représente la viscosité dynamique de l'eau.  $C_{\text{moy}}$  représente la concentration moyenne d'air.

Dans le cas d'un écoulement uniforme  $C_{\text{moy}}$  et  $U_w$  sont respectivement égale à  $C_e$  et  $(U_w)_0$ . Il faut noter que certains ingénieurs déterminent la résistance de l'écoulement en utilisant la formule de MANNING. Pour l'écoulement d'eau claire, le coefficient de MANNING  $n_{\text{max}}$  et le coefficient de frottement  $f$  sont liés par :

$$n_{\text{max}} = \sqrt[6]{\frac{f}{8g} \left( \frac{D_H}{4} \right)}$$

Plusieurs chercheurs ont mesuré la profondeur de l'écoulement jusqu'au fond, et tout le long des modèles d'évacuateurs en marches d'escalier. L'analyse des données a fourni de nouvelles informations sur la résistance des écoulements. Il faut noter que dans toutes ces mesures, on néglige les effets de l'aération.

Si les conditions de l'écoulement uniforme sont atteintes le long du canal à pente constante, le facteur de frottement de DARCY sera déduit de l'équation de quantité de mouvement (équation III.17).

En négligeant l'aération de l'écoulement on aura :

$$f = \frac{8gd_0^2}{q_w^2} \cdot \frac{D_H}{4} \cdot \sin \alpha \quad (\text{III.24})$$

où :

$f$  représente le facteur de frottement de l'écoulement non aéré.

$q_w$  représente le débit d'eau par unité de largeur.

Pour un écoulement non uniforme ; graduellement varié, le facteur de frottement peut être déduit de l'équation d'énergie:

$$f = \frac{8gd_0^2}{q_w^2} \cdot \frac{D_H}{4} \cdot \frac{\Delta H}{\Delta S} \quad (\text{III.25})$$

où :

$\Delta H$  représente la perte de charge sur une distance  $\Delta S$ .

$\frac{\Delta H}{\Delta S}$  représente la friction de la pente ( HENDERSON, 1966 ).

La 2<sup>ème</sup> analyse des données en utilisant l'équation (III.24 ) et (III.25), et en négligeant l'aération de l'écoulement, fournit une première estimation du facteur de frottement non aéré  $f$  en fonction du nombre de REYNOLDS  $Re$ , de la rugosité relative et de la pente  $\alpha$ .

$$f = G_4 \left( \frac{K'_s}{D_H} ; Re ; \frac{K_s}{D_H} ; \alpha \right) \quad (\text{III.26})$$

Une analyse plus détaillée des données a indiqué que le facteur de frottement est indépendant de la surface rugueuse  $K'_s$  et du nombre de Reynolds  $Re$ , l'équation (III.26) devient:

$$f = G_s \left( \frac{K_s}{D_H} ; \alpha \right) \quad (\text{III.27})$$

Les résultats sont présentés sur les figures (III.5) et (III.6), où le facteur de frottement non aéré est représenté en fonction de la rugosité relative  $K_s/D_H$ . L'information sur la pente du canal est rapporté en légende .

La figure (III.5) présente les données obtenues avec un déversoir plat, c'est à dire ( $\alpha < 12^\circ$ ) et la figure (III.6), présente les données expérimentales obtenues avec un déversoir en marches d'escalier ( $\alpha > 25^\circ$ ). Dans le cas d'un canal plat, les résultats montrent un bon accord entre les données du modèle (NOORI, 1984) et les données du prototype (GRINCHUK et COL, 1977). En plus, la figure (III.5) indique la corrélation raisonnable entre le facteur de frottement et la rugosité relative, c'est à dire : une augmentation du facteur de frottement avec  $K_s/D_H$ , qui apparaît indépendamment de la pente du canal.

L'équation (III.27) peut être corrélée par :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,42 \ln \left( \frac{D_H}{K_s} \right) - 1,25 \quad (\text{III.28})$$

L'équation (III.28) est obtenue pour  $0,02 < K_s/D_H < 0,3$ .

Dans le cas de pentes en marches d'escalier, les résultats expérimentaux ( figure III.6 ) montrent une petite corrélation entre la résistance de l'écoulement, la rugosité relative et la pente du canal. Pour des pentes du canal entre  $50^\circ$  et  $55^\circ$ , la figure ( III.6 ) indique des valeurs du facteur de frottement dans le rang de 0,17 à 5 avec une valeur moyenne de 1,0.

Dans la publication de Mr. CHANSON en 1993, il a été suggéré de prendre une valeur moyenne de  $f = 1,3$  pour les écoulements très turbulents. En 1995, CHANSON a complété son étude, et a enfin recommandé de prendre  $f = 1,0$  comme ordre de grandeur du facteur de frottement pour les écoulements très turbulents, son canal en marches d'escalier ( sub régime SK3 ). Il faut aussi noter que les données expérimentales ont été analysées en négligeant les effets de l'entraînement d'air, ce qui explique l'absence d'information sur la quantité d'air entraînée durant l'expérience. Mr. CHANSON pense que les mesures surestiment la profondeur d'écoulement d'eau clair.

Cela a comme résultat la surestimation de la valeur du facteur de frottement observé sur les figures (III.5, page 49) et ( III.6, page 49 ).

Une comparaison entre les figures (III.5, page 49 ) et ( III.6, page 49 ) indique une augmentation substantielle du frottement ( de la résistance du frottement ) de  $\{f = 0,1\}$  dans un canal en marches d'escalier plat ( $\alpha = 10^\circ$ ) ( figure III.5, page 49 ), jusqu'à  $\{f = 1\}$  dans un évacuateur en marches d'escalier avec  $\alpha=50^\circ$  ( figure III.6, page 49 ).

De telles différences reflètent les différents types d'écoulement dans les cavités en circulation au dessous du cours d'eau turbulent.

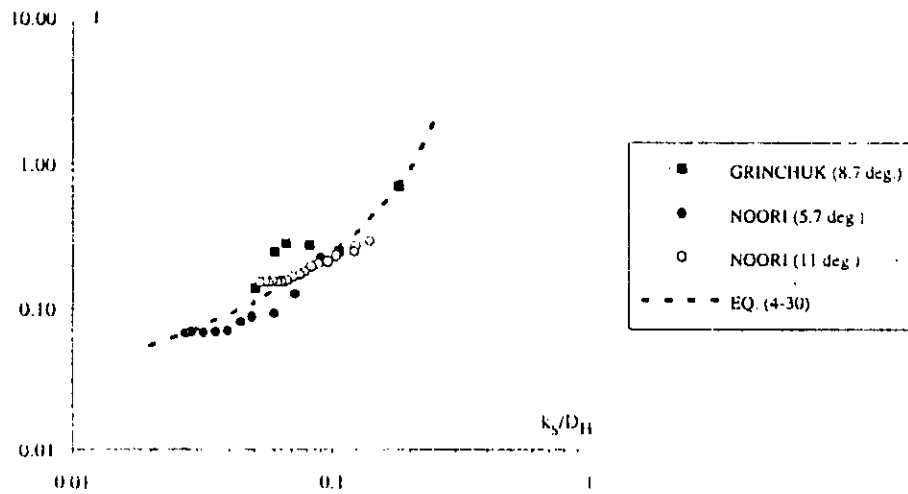


Figure. III.5 : Facteur de frottement pour les canaux en marches d'escalier.  
Pentes douces ( $\alpha < 12^\circ$ )

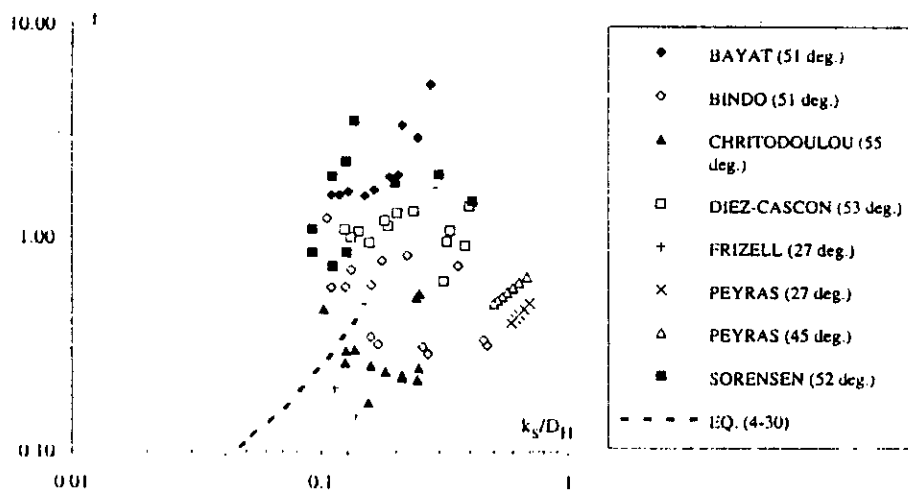


Figure. III.6 : Facteur de frottement pour les canaux en marches d'escalier.  
Pentes en marches d'escalier ( $\alpha > 27^\circ$ )



Pour des canaux plats ( $\alpha \cong 10^\circ$ ), les cavités de la recirculation du fluide au dessous du pseudo-fond formé par les arrêtes des marches, sont allongées et relativement fines, une grande recirculation stable des tourbillons ne peut être développée ( figure III.7.A, page 51). La recirculation des tourbillons ne remplit pas toutes les cavités entre les bords des marches adjacentes. Le sillage d'eau d'un bord interfère avec la prochaine marche. La création des tourbillons et le processus de dissipation associés à chaque sillage sont perturbés par la marche adjacente.

La dissipation d'énergie et la résistance de l'écoulement deviendront fonction du développement du sillage. La profondeur de l'écoulement contrôle en partie l'extension verticale du sillage et la région d'interférence du vortex.

Les paramètres moyens de l'écoulement deviendront : la distance entre deux bords de marches adjacentes et la profondeur de l'écoulement. Ce raisonnement est confirmé par les résultats observés sur la figure (III.5, page 49), qui montre une bonne corrélation entre le facteur de frottement et la rugosité relative, ce dernier est proportionnel au rapport espace des bords sur la profondeur de l'écoulement.

Dans le cas d'une pente douce, l'écoulement est caractérisé par : l'impact du sillage sur la prochaine marche, la recirculation instable en 3 dimensions dans le sillage, et quelques frottements hypodermiques entraînés sur les marches avales de l'impact du sillage ( figure III.7.A, page 51 ). Ce type d'écoulement est appelé « WAKE STEP INTERFERENCE » sub régime [SK1].

Pour de grandes pentes, le sillage interfère avec le prochain sillage et il n'y a pas de composante de frottement hypodermique ( figure III.7.B, page 51 ). Ce type d'écoulement est appelé « WAKE WAKE INTERFERENCE » sub régime [SK2].

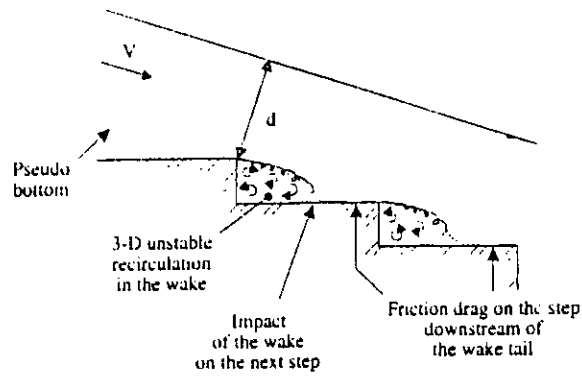
Pour des canaux en marches d'escalier, une recirculation stable dans les cavités entre les bords des marches adjacentes est observée, comme il a été observé sur les photos ( PEYRAS et COL, 1991 ; DIEZ CASCON et COL, 1991 ) [5].

Les tourbillons recirculant sont plus que bidimensionnels, et possible qu'ils soient à 3 dimensions ( figure III.7.C, page 51 ).

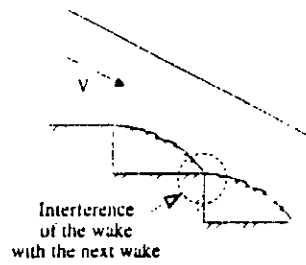
La dissipation d'énergie et la résistance de l'écoulement sont fonction de l'énergie requise pour maintenir la circulation de ces grandes échelles de tourbillons. Ce type d'écoulement est appelé « RECIRCULATING CAVITY FLOW » sub régime [SK3].

Pour les écoulements de cavités plus que bidimensionnelles, des chercheurs ont observé un mécanisme de recirculation stable pour un certain rang de dimensions des cavités.

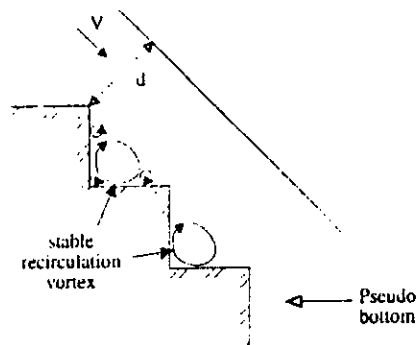
Beaucoup de chercheurs ont observé des types de recirculation stables d'écoulement en prenant le rapport hauteur sur longueur de l'ordre de 0,4 à 0,45.



(A) *Sub-régime [SK1] (Pente douce)*



(B) *Sub-régime [SK2] (Pente de 27°)*



(C) *Sub-régime [SK3] (Pente en marches d'escalier)*

Figure. III.7 : Type d'écoulement dans les cavités entre les marches adjacentes

Dans les canaux en marches d'escalier, le rapport hauteur sur longueur de cavité est égale à  $[\cos\alpha \sin\alpha]$ , ainsi une valeur 0,4 doit correspondre à une pente  $\alpha = 27^\circ$ .

La comparaison entre les figures (III.5, page 49) et (III.6, page 49) indique les différents comportements de résistance d'écoulement pour des pentes de canal supérieures à  $27^\circ$ .

Pour les pentes de près de  $27^\circ$ , ce type d'écoulement ( sub régime SK2 ) est caractérisé par l'interférence de la queue du sillage avec le sillage prochain ( figure III.7.B, page 51 ). On notera le manque de disponibilité des données pour le rang de pente de  $15^\circ$  à  $45^\circ$ .

### III.7. Comparaison avec des écoulements sur des grandes rugosité

Les écoulements sur de grande rugosité et les écoulements sur des canaux en enrochement peuvent être des écoulements très turbulents. Des analyses comparatives entre ces régimes d'écoulements très turbulents et les situations d'écoulements très turbulents sur des canaux en marches d'escaliers sont développées dans ce qui suit :

#### III.7.1. Résistance de l'écoulement sur une rugosité triangulaire

En 1977, VITTAL et COL ont effectué des expériences sur des canaux ouverts munis d'une rugosité triangulaire bidimensionnelle .

Pour une rugosité correspondant à un rapport hauteur sur longueur de 1/5, leurs résultats sont représentés par la formule suivante :

$$f = 1,44 \cdot \frac{K_s}{L_s} \cdot \left( \frac{d}{K_s} + \frac{1}{2} \right)^{-3/8} \quad ( III.29 )$$

où :

$L_s$  représente l'espace de rugosité.

Le rapport hauteur sur longueur de 1/5 correspond à une pente de canal en marches d'escalier de  $11,3^\circ$ .

En 1992, GEVORKYAN et KALANTAROVA ont considéré l'écoulement au delà des dents des marches opposées à l'écoulement. Pour un rapport hauteur sur longueur de 1/4, ils ont reporté la formule de résistance de l'écoulement de ZEMARIN qui a été obtenue empiriquement :

$$f = 8g \left( \frac{1000}{52 - 5,1 \frac{d}{K_s}} \right)^{-2} \quad (\text{III.30})$$

La représentation des équations ( III.29 ) et ( III.30 ) montre l'accord total entre ces dernières.

### III.7.2. Résistance de l'écoulement sur des canaux en enrochement

Mr. CHANSON a réanalysé les données expérimentales obtenues dans des rivières de montagnes et des canaux en enrochement en utilisant l'équation (III.24).

Cependant, on note que dans ces données l'effet de l'entraînement d'air est négligé. En partant de ses expériences avec HARTONG en 1970, et en négligeant l'entraînement d'air, SCHEVERLEIN ( 1973 ) a présenté ses résultats dans la formule suivante :

$$\frac{l}{\sqrt{F}} = -3,2 \text{Log}_{10} \left[ (1,7 + 8,1 \text{sn} \alpha) \frac{K_s}{D_H} \right] \quad (\text{III.31})$$

L'équation (III.31) est représenté sur la figure (III.8, page 54) et comparée aux autres données expérimentales.

En 1970, HARTUNG et SCHEVERLEIN ont pris arbitrairement  $K_s$ , comme étant 1/3 du diamètre équivalent des pierres, alors que d'autres auteurs utilisent la médiane du plus grand diamètre  $d_{50}$  pour caractériser la hauteur de la rugosité. La figure (III.8, page 54) indique une augmentation du facteur de frottement avec la rugosité relative. Il est important de noter que la figure (III.8, page 54) exhibe la même tendance, à savoir une augmentation du facteur de frottement avec la rugosité relative  $K_s/D_H$ , où  $K_s$  est la hauteur des éléments rugueux.[2]

La figure (III.9, page 54) compare les données expérimentales obtenues :

- Sur un évacuateur en marches d'escaliers à pente douce c'est à dire  $\alpha < 12^\circ$ ,
- Sur un canal en enrochement et sur une grande rugosité.

Toutes les données indiquent une tendance similaire, à savoir :

le facteur de frottement augmente avec la rugosité relative  $\frac{K_s}{D_H}$ .

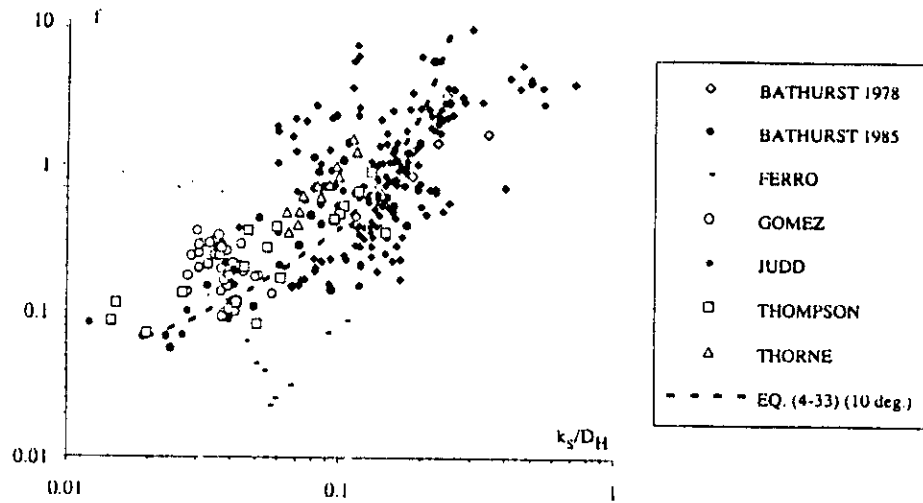


Figure. III.8 : Facteur de frottement des écoulements sur canaux en enrochement

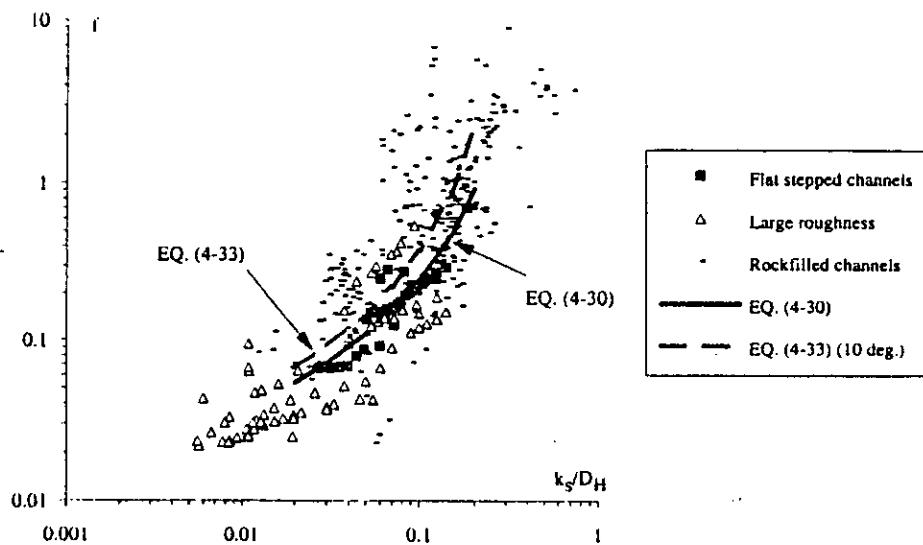


Figure. III.9 : Comparaison entre la résistance des écoulements sur canaux en marches d'escalier à pente douce, sur des canaux en enrochement et sur des macro-rugosité

La figure (III.9, page 54) montre le bon accord entre les données expérimentales sur les différents canaux. On peut ainsi dire que les écoulements sur ces derniers correspondent au même type, et sont dominés par des recirculations instables des rouleaux et par des processus d'interférence des sillages.

Les écoulements sur canaux en enrochement ne présentent pas un mouvement de recirculation stable, mais ils sont caractérisés par des tourbillons instables près des roches, ces types de recirculation d'écoulement instable à trois dimensions ont quelques similitudes avec les types d'écoulement au dessus des canaux en marches d'escalier plat ( subrégime SK1) (figure III.7,A page 51 ).

Au sein des marches constitutives des canaux en marches d'escalier ( subrégime SK3 ), la grande échelle de la recirculation des rouleaux joue un très grand rôle dans la dissipation de l'énergie de l'écoulement, désormais, la résistance de celui-ci sera directement liée aux mécanismes de recirculation. Ce raisonnement est appuyé par le manque apparent de corrélation entre les données du facteur de frottement du nombre de REYNOLDS  $R_c$  et la rugosité relative.

Jusqu'à présent, aucune méthode de prédiction du facteur de frottement n'est connue. Une conclusion similaire a été obtenue par PERRY et COL 1969, qui ont analysé le profil des vitesses dans une couche limite développée dans un gradient de pression arbitraire.

HAUGEN et DAANAK (1966) et KISTLER et TAN (1967) ont mesuré la contrainte de cisaillement turbulente entre les cavités de recirculation et l'écoulement de la couche limite turbulente. Ils ont observé que le maximum de la contrainte de cisaillement se produit le long du pseudo fond formé par les bords des cavités avec une valeur typique ( $\tau_0/0,5 \rho V^2$ ) de 0,05 à 0,015.

RAJARTNAM a développé en 1990 une comparaison entre les expériences sur les canaux en marches d'escalier et les expériences effectuées sur une passe à poissons. Ses analyses ont montré que les facteurs de frottement d'une passe à poissons sont dans un même ordre de grandeur que ceux des canaux en marches d'escalier.

Pour une passe à poissons en marches d'escalier, RAJARATNAM et KATOPODIS ( 1991 ) ont obtenu un facteur de frottement de l'ordre de 0,4 à 4.

### III.7.3. Les effets de l'entraînement d'air sur la résistance des écoulements

Les analyses antérieures sont basées sur les données empiriques obtenues en négligeant les effets de l'aération et avec des modèles à petites échelles.

Plusieurs chercheurs ( JEVDJEVICH et LEVIN ( 1953 ) ; WOOD ( 1983 ) ; CHANSON (1993 ) ont montré que la présence de l'air à l'intérieur de la couche limite turbulente réduit la contrainte de cisaillement entre les couches de l'écoulement.

L'effet de l'entraînement d'air sur l'écoulement très turbulent peut être analysé en utilisant l'expérience de l'auto-aération de l'écoulement sur un évacuateur lisse et en enrochement. Bien que les conditions d'écoulement sont différentes, les mécanismes d'entraînement d'air sont similaires à ceux observés sur les évacuateurs en marches d'escalier avec un écoulement très turbulent (figure.III.1,page 35 ). Une fois l'écoulement très turbulent développé, il se comporte de la même manière dans les évacuateurs lisses et en enrochement.

Pour un écoulement uniforme aéré, l'équation (III.19) devient :

$$f_c = \frac{8g \sin \alpha d_0^3}{q_w^2} \cdot \frac{D_H}{4} \quad (\text{III.32})$$

où :

$d_0$  est la profondeur d'écoulement ( équation III.14 ) dans l'écoulement uniforme aéré.

Pour de grandes valeurs du nombre de REYNOLDS  $R_e$ , et de relativement grandes valeurs de la rugosité de l'évacuateur, les effets de  $R_e$  peuvent être négligés.

Si  $f$  est le facteur de frottement de l'écoulement non aéré, l'analyse dimensionnelle de WOOD en 1983 suggère que l'équation ( III.23 ) peut être réécrite sous la forme [2] :

$$\frac{f_e}{f} = G_6 \left( C_{\text{moy}} ; \frac{K_s}{D_H} \right) \quad (\text{III.33.a})$$

pour les écoulements uniforme  $C_{\text{moy}} = C_e$  :

$$\frac{f_e}{f} = G_6 \left( C_e ; \frac{K_s}{D_H} \right) \quad (\text{III.33.b})$$

CHANSON a réanalysé les données expérimentales obtenues sur les déversoirs lisses, et a présenté une formule d'estimation du coefficient de frottement :

$$\frac{f_e}{f} = 0,5 \left[ 1 + \tanh \left( 0,628 \frac{0,514 - C_e}{C_e(1 - C_e)} \right) \right] \quad (\text{III.34})$$

où :

$$\tanh(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}}$$

Les données expérimentales pour l'évacuateur lisse sont présentées dans la figure ( III.10 ) et comparées avec l'équation ( III.34 ).

La figure (III.10) indique que le facteur de frottement aéré  $f_e$  s'écarte de la valeur de  $f$  ( facteur de frottement non aéré ) pour une concentration moyenne supérieur à 20%. Dans l'écoulement uniforme aéré, la valeur de  $C_e = 0,2$  correspond à une pente de canal de  $12^\circ$ .

Les études de HARTUNG et SCHEVERLEIN ( 1970 ) sur les canaux en enrochement prennent en compte l'entraînement d'air dans le calcul de la résistance de l'écoulement [2].

La grande rugosité du fond induit un écoulement très turbulent avec entraînement d'air, et la réanalyse de leurs résultats peut être présentée comme suit :

$$\frac{f_e}{f} = \frac{1}{\left(1 - 3,2\sqrt{f} \log_{10}(1 - C_e)\right)^2} \quad (\text{III.35})$$

où :

$C_e$  est estimée de l'équation (III.16) et déduit de l'équation (III.31).

L'équation (III.35) est représentée sur la figure (III.11) suivant plusieurs valeurs de rugosité relative.

Les figures (III.10) et (III.11) montrent une tendance similaire, à savoir une réduction substantielle du frottement quand la concentration d'air dépasse 20%.

Il est évident que le même processus de réduction du frottement s'applique aux canaux en marches d'escalier.

Si le facteur de frottement non aéré est connu, les équations (III.34) et (III.35) peuvent être utilisées pour l'estimation du facteur de frottement des écoulements aérés sur évacuateurs en marches d'escalier.

#### III.7.4. La distribution des vitesses

Certains chercheurs ( FRIZELL ( 1992 ) ; TOZZI ( 1992 ) ) ont performé les mesures des vitesses sur des pentes de canaux de  $27^\circ$  et  $53,1^\circ$  munis de marches horizontales, dans le régime d'écoulement graduellement varié. L'analyse des données indique que dans les deux cas, la distribution des vitesses suit la loi : [2]

$$\frac{v}{V_{\max}} = \left(\frac{y}{d}\right)^{1/N} \quad (\text{III.36})$$



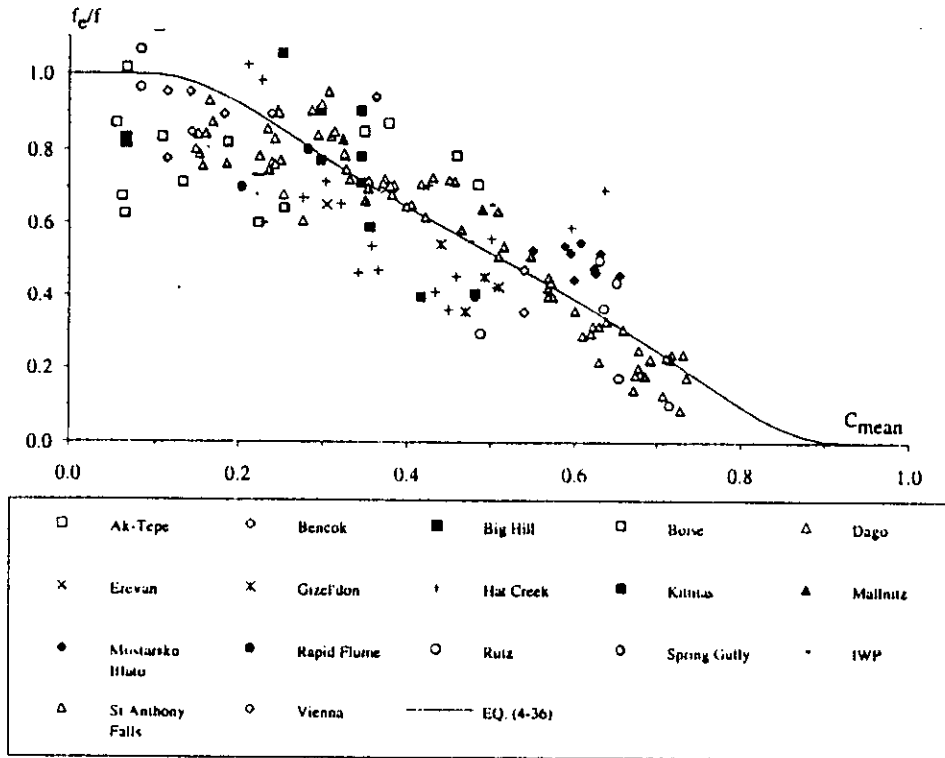


Figure. III.10 : Représentation de la réduction des frottements causés par l'aération de la surface libre, observée sur les évacuateurs lisses.

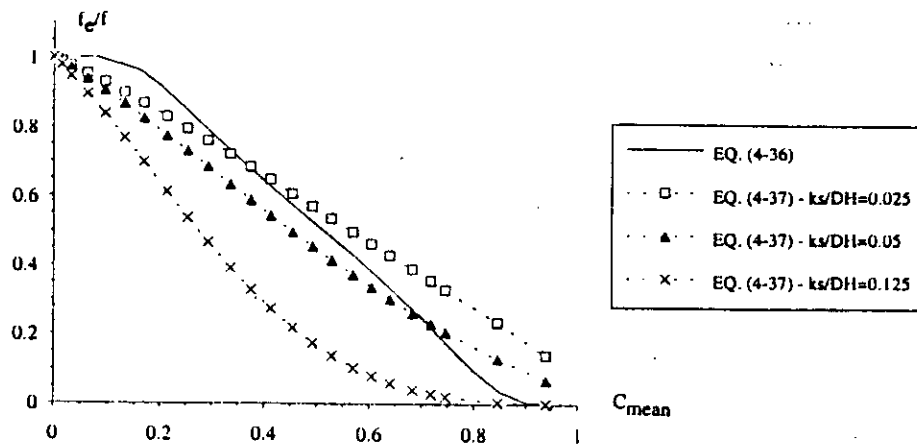


Figure. III.11 : Représentation de la réduction des frottements causés par l'aération de la surface libre, observée sur des canaux en enrochement.

où :

$V_{\max}$  : représente la vitesse près de la surface libre.

$N$  : l'exposant de la loi de distribution des vitesses qui est de l'ordre de 3,5 et 4 pour les expériences de FRIZELL et TOZZI respectivement.

Dans le cas d'un écoulement uniforme aéré sur un évacuateur lisse, CHEN ( 1990 ) a dérivé une relation théorique entre l'exposant  $N$  de la loi de distribution des vitesses et le facteur de frottement :

$$N = \kappa \sqrt{\frac{8}{f}} \quad (\text{III.37})$$

où :

$k$  représente la constante de VAN KARMAN (  $k = 0,41$  ).

Pour les valeurs de  $N$  obtenues avec les données de FRIZELL ( 1992 ), l'équation ( III.37 ) donne une valeur de  $f$  égale à 0.10, une telle valeur est dans le même ordre de grandeur que les valeurs expérimentales déduites de l'équation ( III.25 ), à savoir que  $f$  varie de 0.09 jusqu'à plus de 0.18 ( figure III.6 ).

Pour une surface libre d'un écoulement aéré sur un évacuateur de crue lisse, les données du prototype et du modèle indiquent que la distribution des vitesses suit la loi :

$$\frac{V}{V_{90}} = \left( \frac{y}{y_{90}} \right)^{1/N} \quad (\text{III.38})$$

où :

$V_{90}$  représente la vitesse caractéristique à  $y_{90}$ .

L'équation (III.38) est applicable sur les deux écoulements : uniforme et graduellement varié, et l'exposant  $N$  est indépendant de la concentration moyenne de l'air  $C_{\text{moy}}$ .

Sur les évacuateurs en marches d'escalier, les écoulements très turbulents sont les seuls à être auto-aérés de la même manière que la surface libre de l'évacuateur lisse.

Il est évident que la forme de la distribution des vitesses est largement affecté par la résistance de l'écoulement.

Pour une distribution de concentration d'air connue, la vitesse caractéristique  $V_{90}$  peut être déduite de l'équation de continuité pour une phase d'eau ( CHANSON ( 1989 ) ) :

$$\frac{V_{90}}{U_w} = \frac{1}{1 - C_{\text{moy}}} \left[ \int_0^1 (1 - C) y^{1/w} dy \right]^{-1} \quad ( \text{III.39} )$$

A la fin, il est intéressant de noter que BATHURST ( 1988 ), FERRO et BAIAMOUT ( 1994 ) ont mesuré la distribution des vitesses dans les écoulements de canaux en enrochement et ont trouvé une distribution des vitesses de la forme d'un S aplati.

Cette distribution peut être ajusté par l'équation (III.36) avec un exposant légèrement au-dessus de l'unité.

# Chapitre IV

---

---

## DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MESURES

## IV. DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MESURES

### IV.1. Introduction

les études expérimentales ont été menées au laboratoire d'hydraulique de l'école nationale polytechnique sur trois (03) modèles de canal en marche d'escalier de différentes dimensions, conçus spécialement pour mener notre étude.

Les caractéristiques des modèles, et les moyens de mesures seront détaillés dans ce qui suit :

### IV.2. Description du dispositif expérimental

Notre dispositif expérimental est un circuit fermé, constitué de deux réservoirs et d'un modèle de canal en marches d'escalier.

Le premier réservoir est relié à un canal rectangulaire. L'eau est refoulée à travers ce dernier du premier réservoir au canal à l'aide d'une pompe vannée. La vanne en question permet ainsi la variation du débit. Notre canal est également relié à un modèle d'un canal en marche d'escalier (Voir photo 1)

La jonction entre le canal et le modèle est établie par des joints en mastic assurant l'étanchéité. L'eau refoulée du premier réservoir au canal va, à son tour, s'écouler le long du modèle.

Le second réservoir quant à lui, permet l'évacuation de l'eau s'écoulant du canal en marche d'escalier. Celui-ci est muni d'une pompe refoulant l'eau vers le premier réservoir faisant ainsi de notre système un circuit fermé.

### IV.3. Description des modèles des canaux en escalier

Notre étude expérimentale a été effectuée sur trois modèles de canal en marche d'escalier en Plexiglas.

#### IV.3.1. Modèle « A » :

Le modèle « A » est constitué d'un canal comprenant dix marches de dimensions constantes à savoir :

- La hauteur  $h$  de la marche est égale à : 11,5 cm.
- La longueur  $l$  de la marche est égale à : 8,2 cm. (photo 2)

#### IV.3.2. Modèle « B » :

Le modèle « B » est constitué d'un canal comprenant treize marches de dimensions constantes :

- La hauteur  $h$  de la marche est égale à : 8 cm.
- La longueur  $l$  de la marche est égale à : 8 cm. (photo 3)

### IV.3.3. Modèle « C » :

Le modèle « C » est constitué d'un canal comprenant quinze marches de dimensions constantes :

- La hauteur  $h$  de la marche est égale à : 5,7 cm.
- La longueur  $l$  de la marche est égale à : 4 cm. (photo 4)

On notera que les marches dans les différents modèles (A, B, C) ont un angle  $\beta$  relativement égale à  $90^\circ$  (Voir la Figure IV.1)

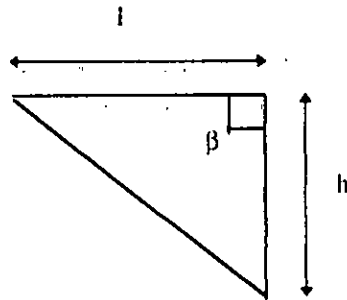


Figure (IV.1) : Représentation de la marche

### IV.4. Moyens de mesure

Au cours de nos essais, on a effectué trois mesures principales, qui consistent en :

- La mesure des hauteurs d'eau.
- La mesure des pressions.
- La mesure des débits.

#### IV.4.1. Mesure des hauteurs d'eau :

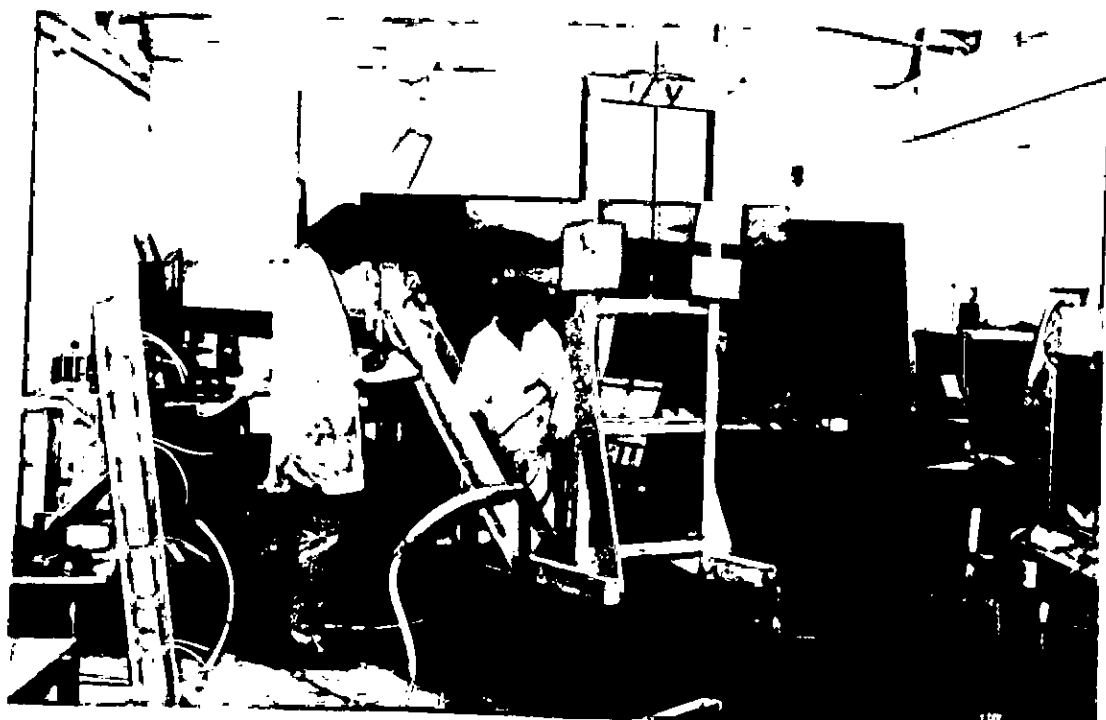
Pour la mesure des tirants d'eau, l'intégration visuelle du niveau moyen sur feuille millimétrée collée sur une des faces des modèles, et à l'aide d'un limnimètre à pointe dans le cas où la ligne d'eau était trop perturbée. Ces moyens sont apparus comme étant les mieux adaptés au repérage de la position de la surface libre.

#### IV.4.2 Mesure des pressions :

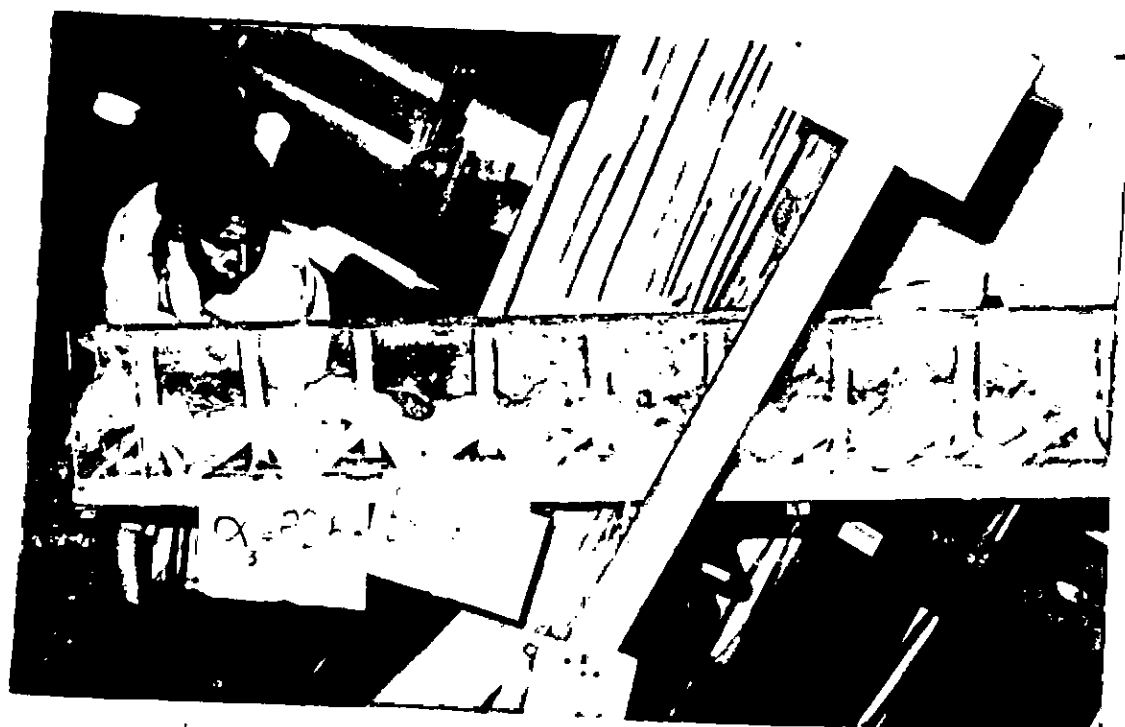
La mesure des pressions a été effectuée à l'aide de prises de pressions, fixées sur les deux facettes des marches.

#### IV.4.3 Mesure des débits :

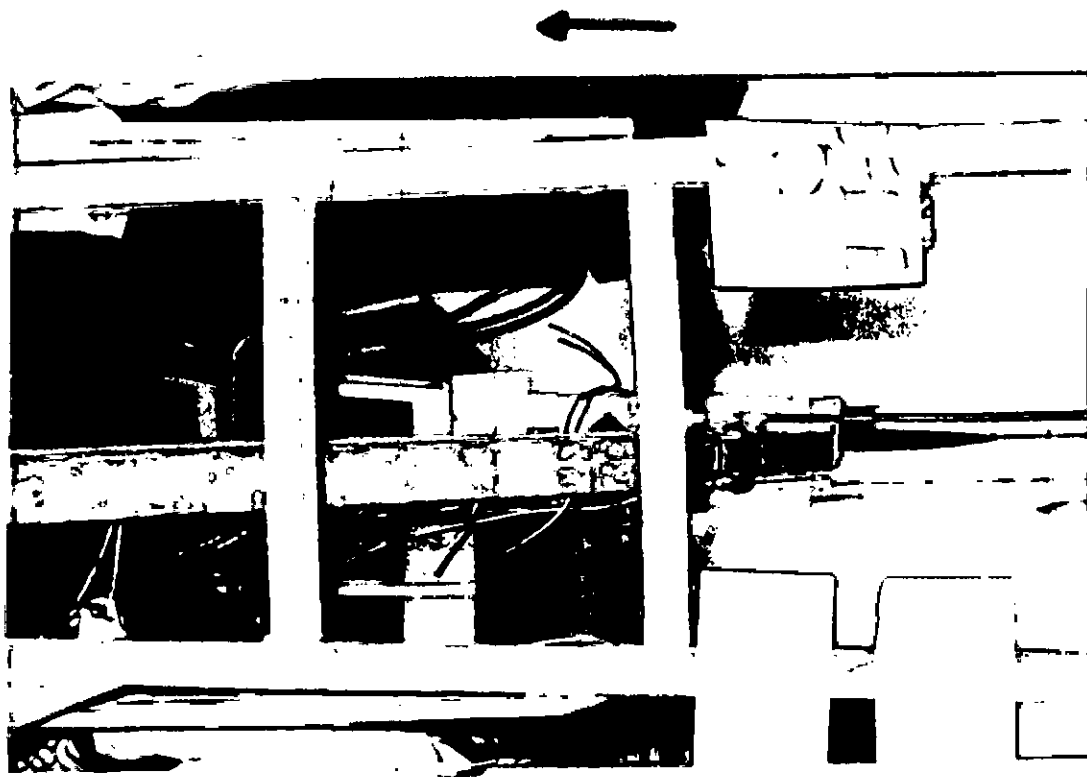
On a procédé à un relevé de débit volumétrique à l'aide d'un bac gradué et d'un chronomètre. Les débits de fuite ont été également relevés de la même manière mais cette fois en utilisant une éprouvette graduée.



*Photo . 1 : Dispositif experimental*



*Photo . 2 : Modèle « A »*



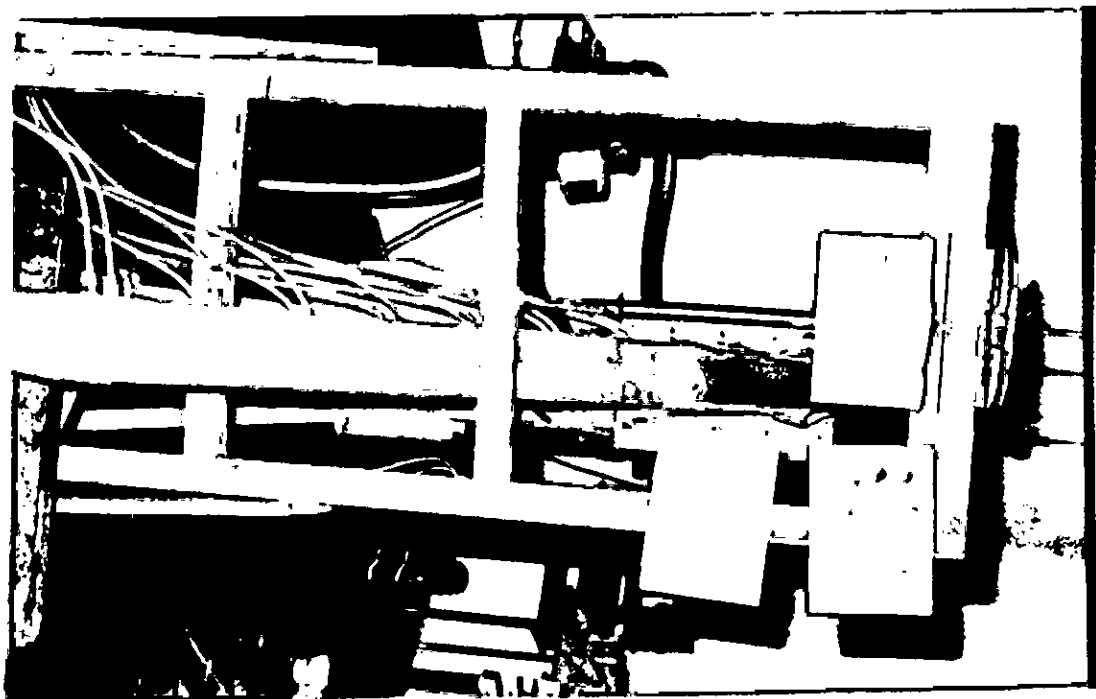
*Photo . 3 : Modèle « B »*







*Photo . 5 : Ecoulement en nappe*



*Photo .6 : Ecoulement très turbulent*



*hoto . 7 : Rouleaux de recirculation*



*Photo . 8 : Déviation du jet d'eau*

# Chapitre V

---

## ANALYSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

## V. ANALYSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

### V.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous avons analysé nos données expérimentales dans le but de déterminer les types d'écoulements sur nos différents modèles, la dissipation d'énergie ainsi que le positionnement du point d'inception dans le cas des écoulements très turbulents.

L'analyse des résultats est faite pour deux cas :

- Pour les modèles de canaux en marches d'escalier horizontaux ( $\alpha = 0^\circ$ ).
- pour les modèles de canaux en marches d'escalier à pente variable ( $\alpha = 12.40^\circ, 16.30^\circ, 22.50^\circ, \dots$ )

### V.2. Ecoulement dans les canaux horizontaux ( $\alpha = 0^\circ$ ) pour les trois modèles

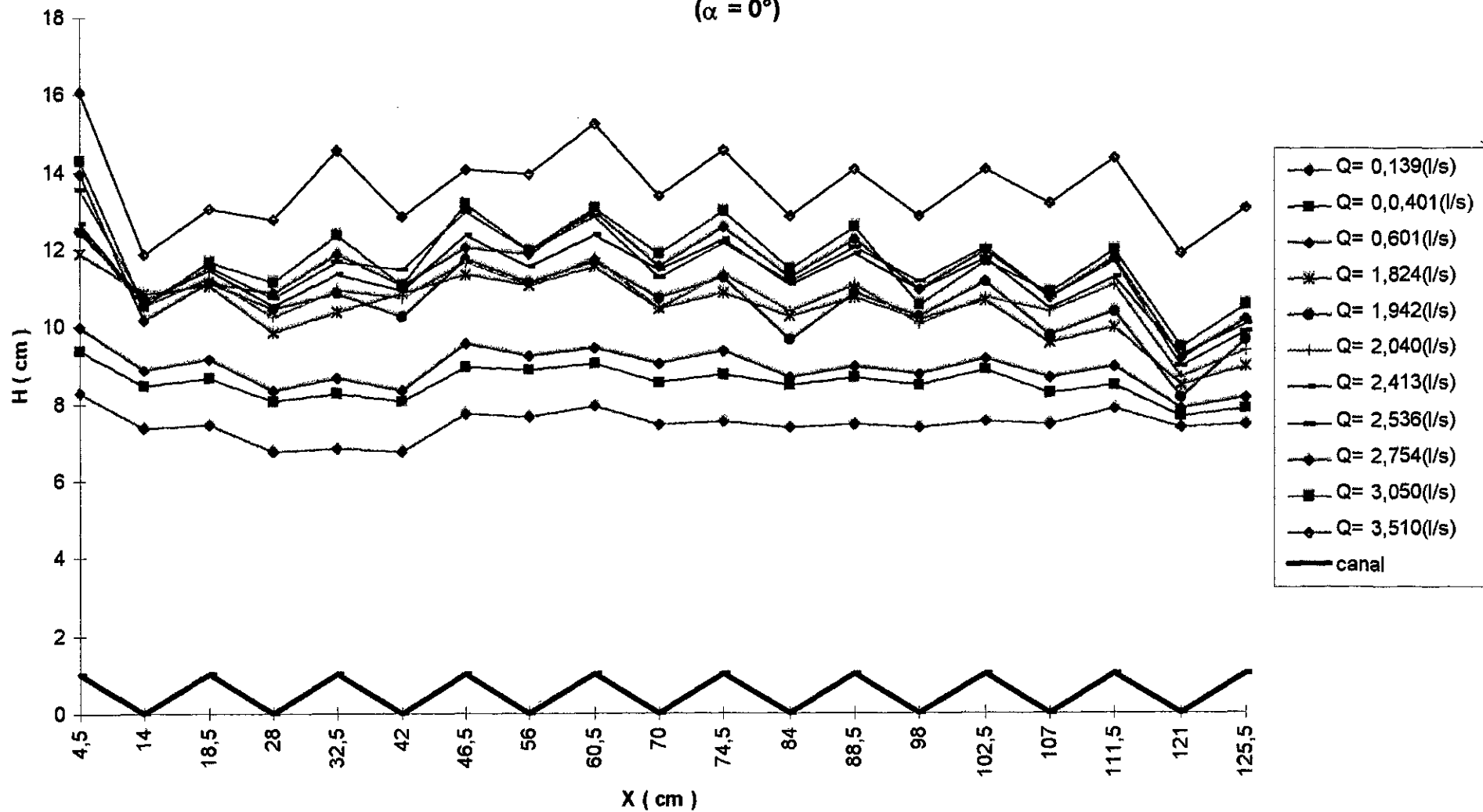
#### V.2.1. Le tracé de la ligne d'eau

La mesure des hauteurs d'eau (voir tableaux annexe 1), nous a permis de tracer l'allure de la surface libre sur les trois modèles en marches d'escalier A, B et C. Les allures de la ligne d'eau sont présentées sur les figures (V.1), (V.2) et (V.3).

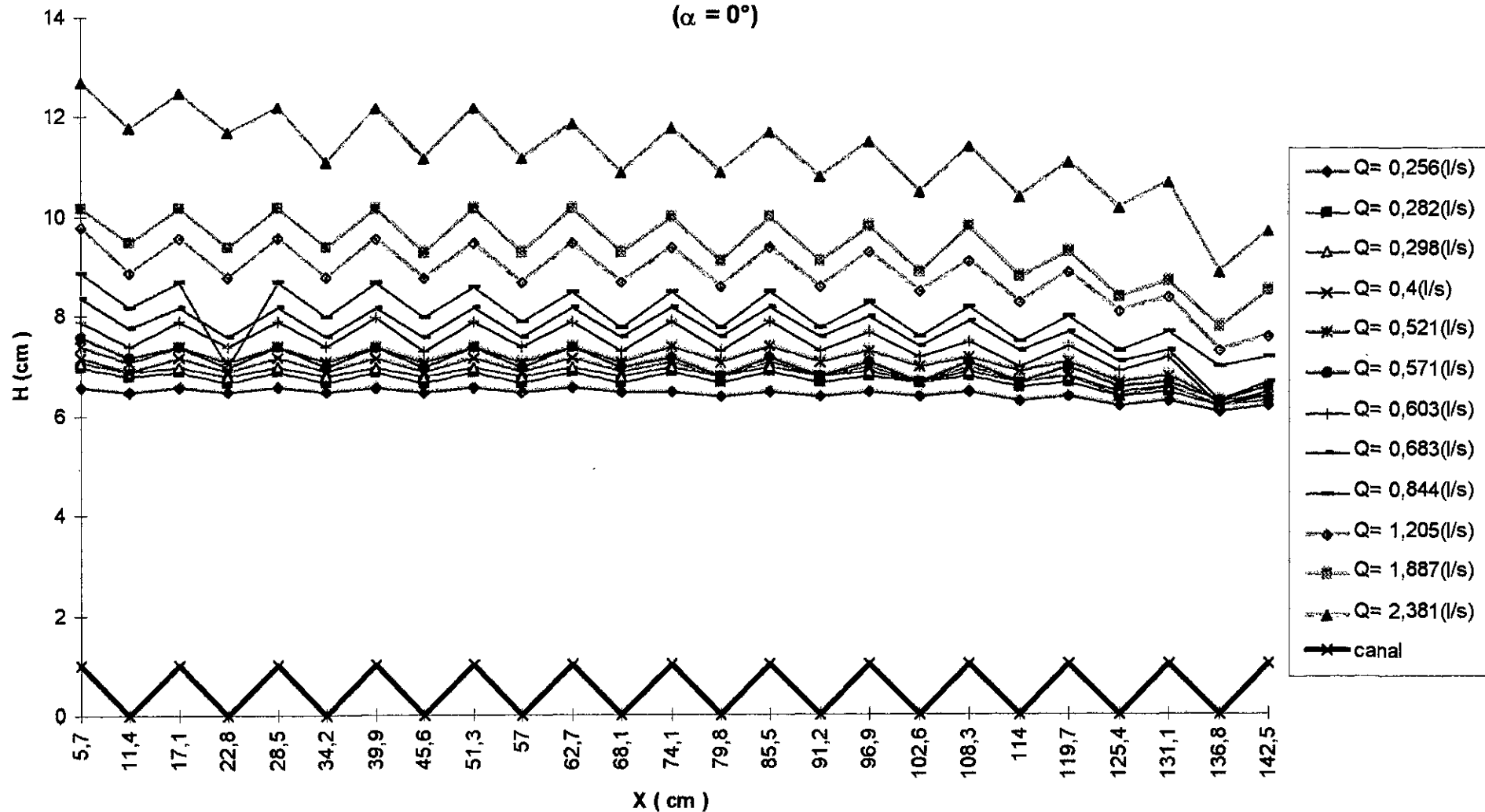
#### V.2.2 Evolution des pressions

les relevés des pressions sur les marches intermédiaires dans les modèles de canaux en marches d'escalier, ont permis de tracer les figures (V.4), (V.5), (V.6) représentant des nuages de points.

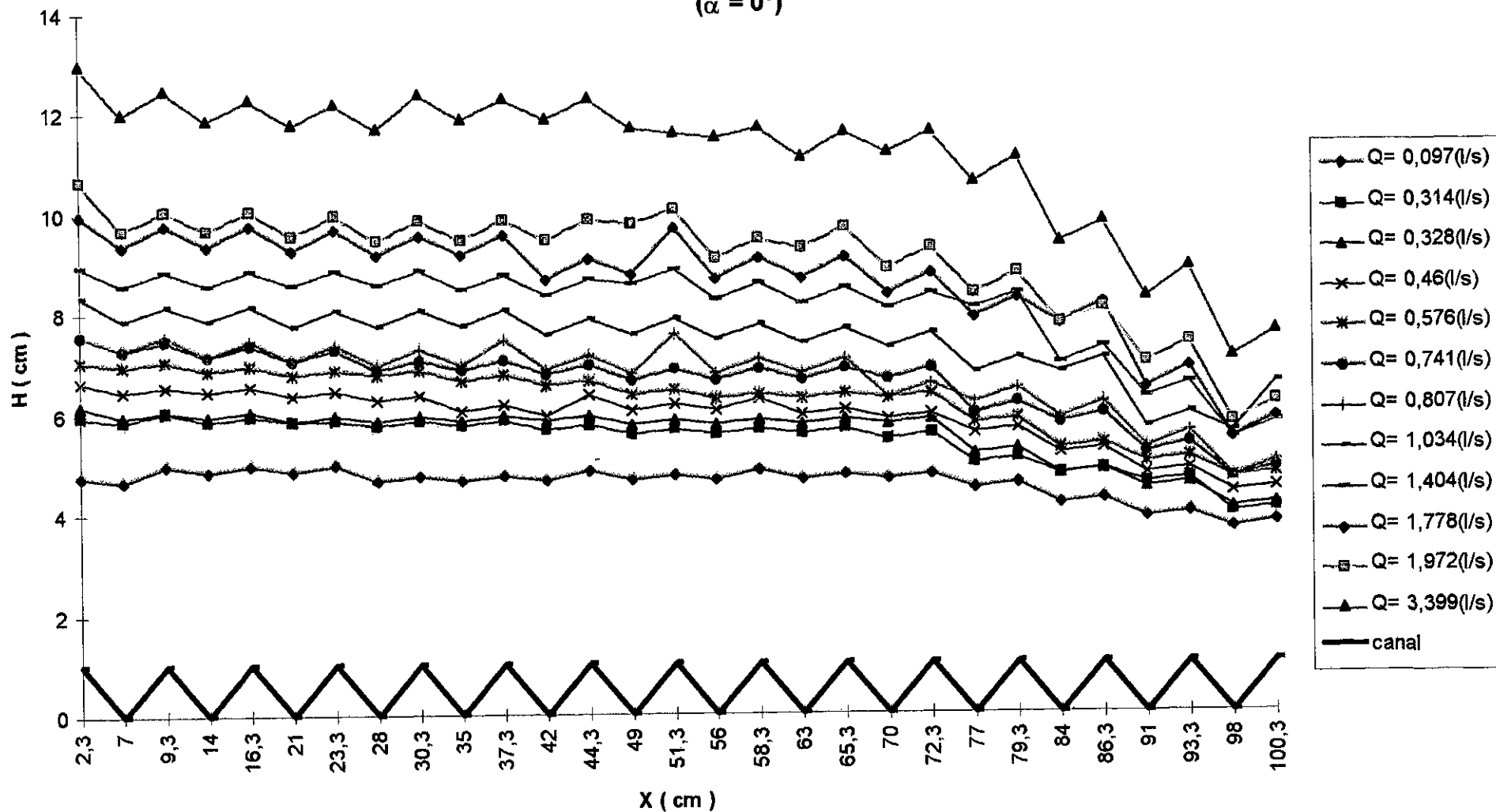
représentation de la ligned'eau  
 Modèle A ( 11,5cmx8cmx8,2cm )  
 ( $\alpha = 0^\circ$ )



représentation de la ligne d'eau  
 Modèle B ( 8cmx8cmx8cm )  
 ( $\alpha = 0^\circ$ )



représentation de la ligne d'eau  
pour le modèle C ( 4cmx5,7cmx4cm )  
( $\alpha = 0^\circ$ )



repartition des pressions en fonction du débit Q (l/s)  
 modèle A ( $\alpha = 0^\circ$ )

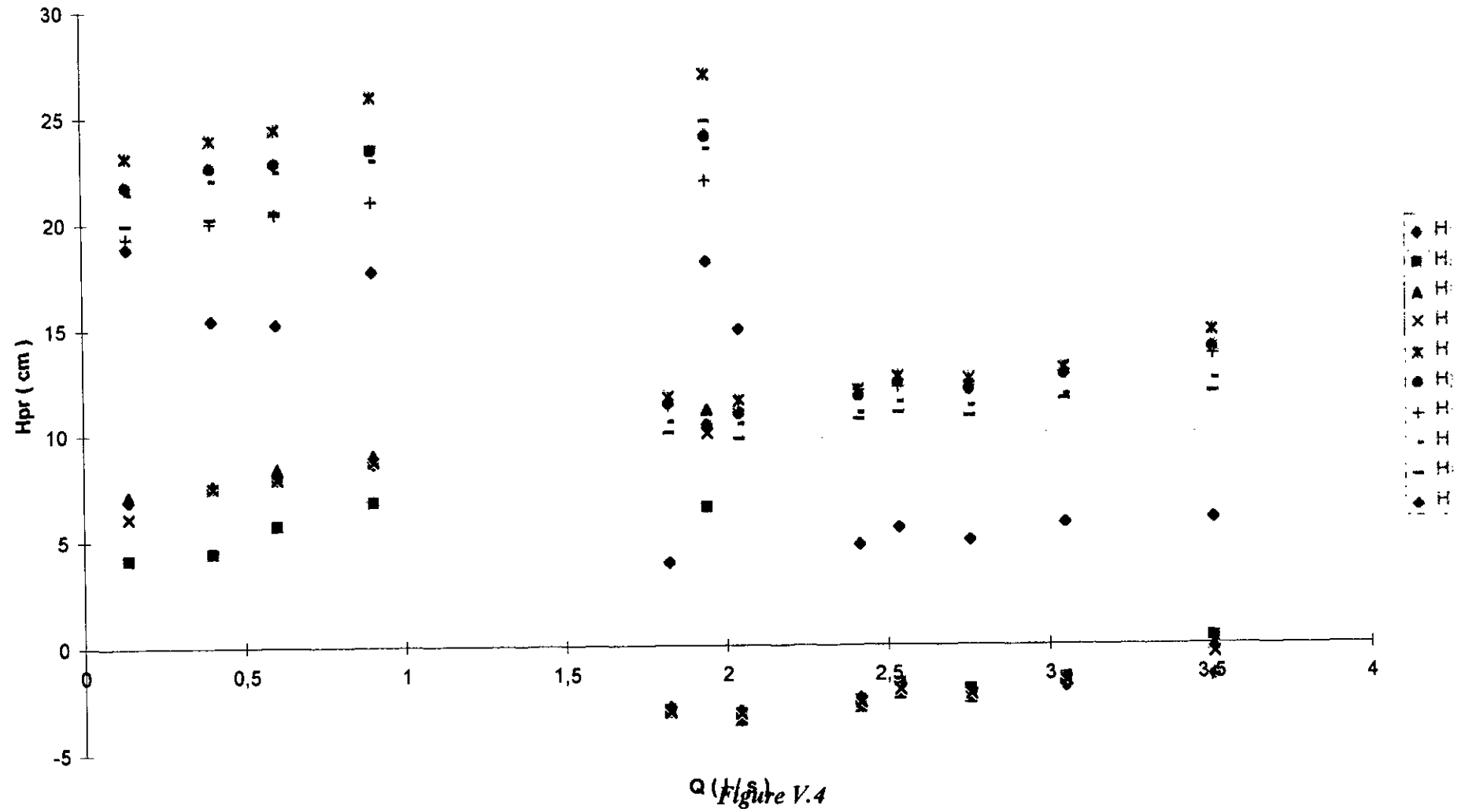
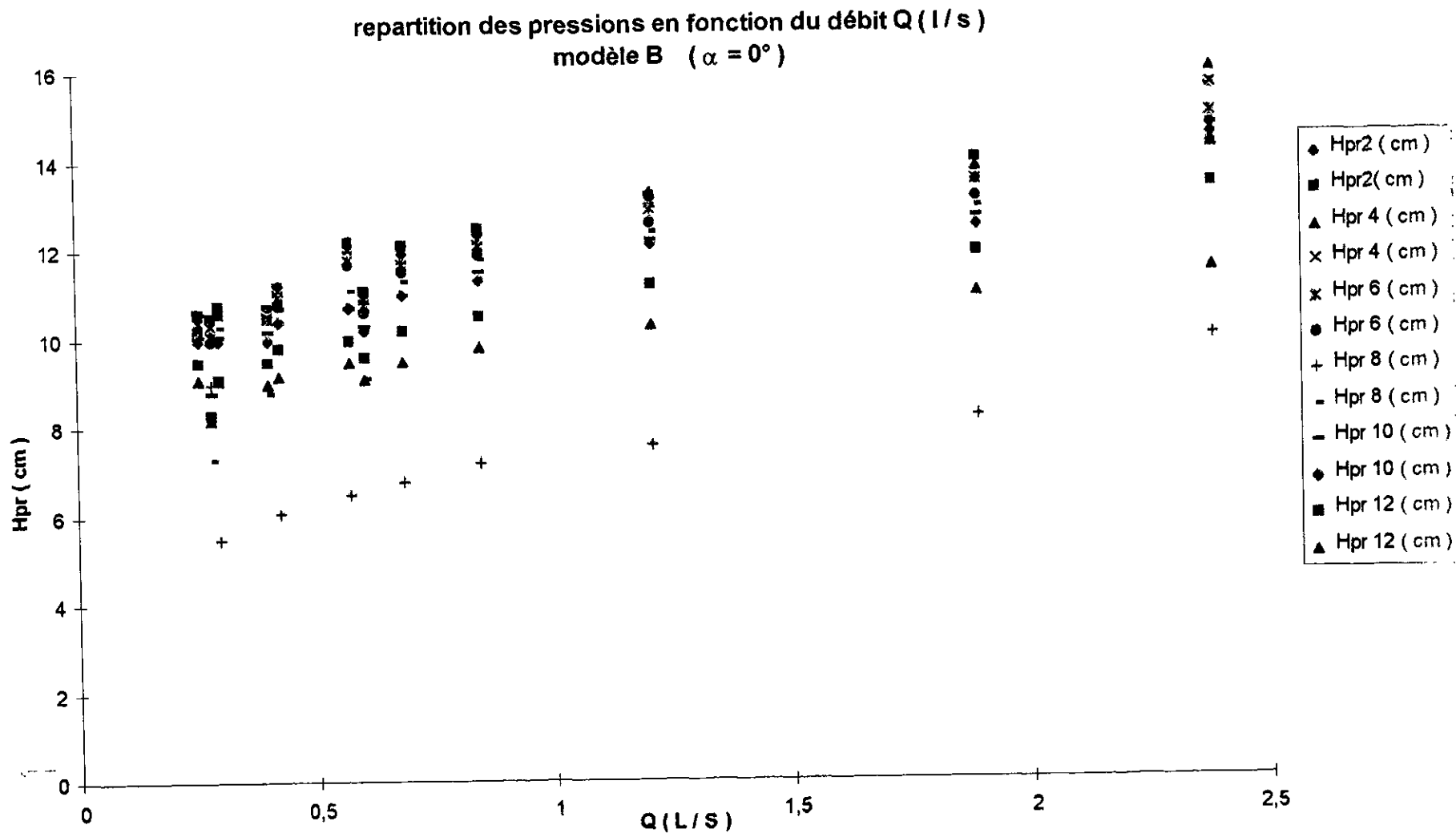


Figure V.4





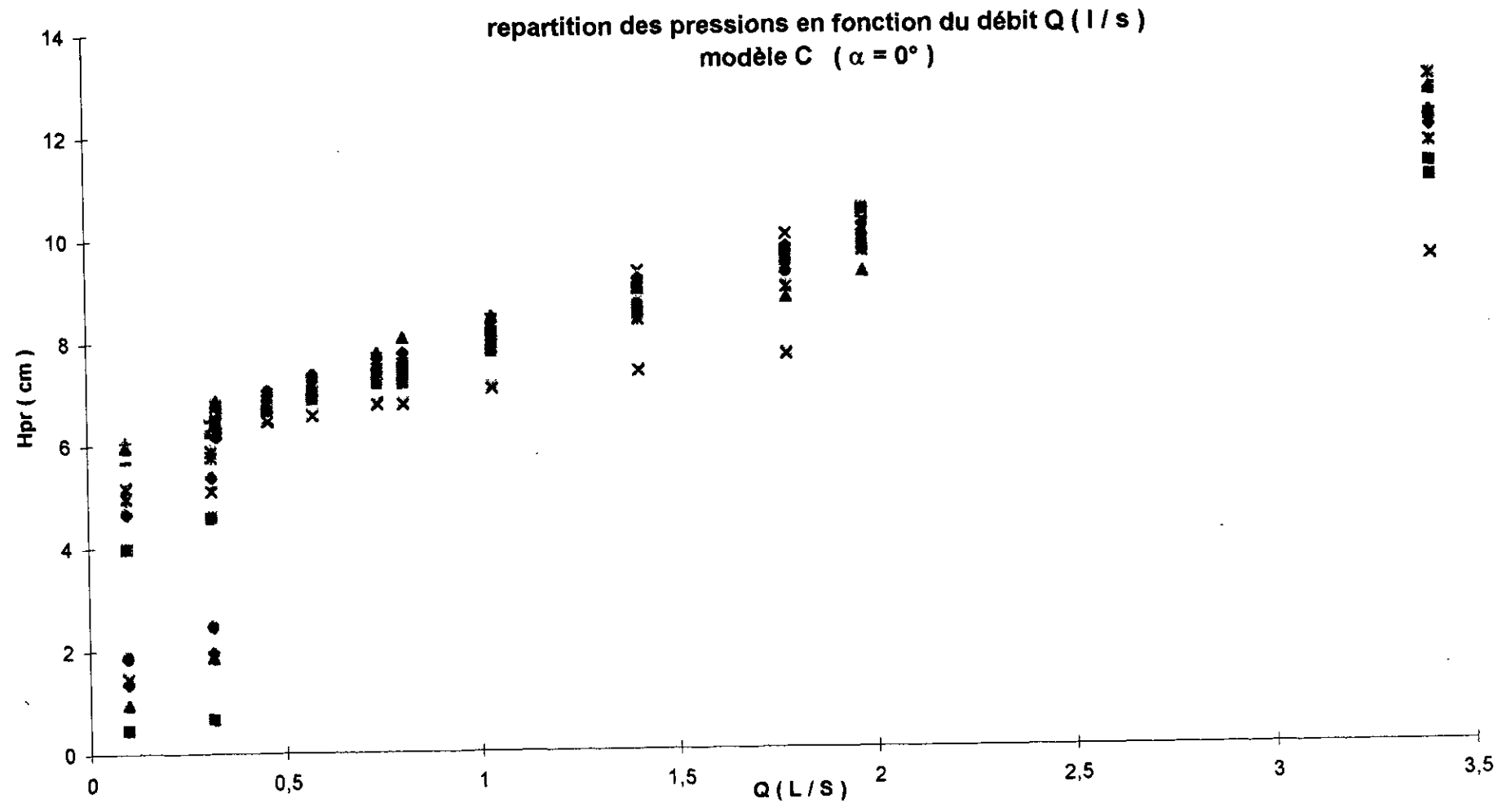


Figure V.6

**Conclusion :**

- La représentation de ligne d'eau pour les différents modèles « A », « B » et « C », nous montrent que celle-ci suit parfaitement l'allure des marches. Cela s'explique par l'effet de la macro-rugosité représentée par les marches des canaux horizontaux.
- La répartition des pressions en fonctions des débits montrent que, sur les facettes des marches se trouvant aux creux, entre chaque deux marches et disposées de telle façon à s'opposer à la direction de l'écoulement, les pressions chutent par rapport aux facettes disposées dans la direction de l'écoulement. Ce qui s'explique par l'augmentation de la vitesse, celle-ci provoquée par les creux existants entre les marches.

### V.3. Ecoulement dans les canaux pour des pentes variables

#### V.3.1. Les différents types d'écoulement

Les différentes études expérimentales sur modèles réduits ont permis de mettre en évidence deux types d'écoulement :

- Ecoulements en nappe.
- Ecoulements très turbulents.

##### V.3.1.1. Ecoulements en nappe

Ce type d'écoulement est observé pour de faibles à moyens débits. On distingue trois sous-régimes d'écoulement en nappe :

- Ecoulement en nappe avec ressaut pleinement développé (Voir Figure.II.2.a. page 24).
- Ecoulement en nappe avec ressaut partiellement développé (Voir Figure.II.2.b. page 24).
- Ecoulement en nappe sans ressaut (Voir Figure.II.2.c. page 24).

##### V.3.1.2 Ecoulement très turbulent

Ce type d'écoulement s'opère pour les moyens à forts débits. Le déversoir est alors totalement immergé dans un courant fort et relativement lisse (Voir Figure .III.1. page 35)

#### V.3.2. Détermination des régimes d'écoulements dans les différents modèles

L'écoulement en nappe avec ressaut hydraulique pleinement développé se produit pour des débits inférieurs à la valeur critique définie par :

$$\left(\frac{d_c}{h}\right)_{car} = 0,916 \left(\frac{H}{L}\right)^{-1.276} \quad (V.1)$$

Avec :  $\frac{H}{L} = \text{tg}(\alpha)$     Pente du canal en marche d'escalier.

L'allure de cette équation pour les trois modèles étudiés est donnée dans les figures (V.7); (V.8) et (V.9).

L'écoulement en nappe avec ressaut pleinement développé se produit alors pour

$$\frac{d_c}{h} < \left(\frac{d_c}{h}\right)_{car}$$

L'équation (V.1) a été obtenue pour :  $0.2 < \frac{H}{L} < 6$ .

Les écoulements très turbulents apparaissent pour des débits élevés ainsi, le début de l'écoulement très turbulent est fonction du débit, et est aussi fonction de la hauteur et de la longueur de la marche.

Le régime d'écoulement très turbulent se produit pour un débit supérieur à la valeur critique définie comme suit :

$$\frac{(d_c)_{\text{début}}}{h} = 1,057 - 0,465 \left( \frac{H}{L} \right) \quad (\text{V.2})$$

ou'  $(d_c)_{\text{début}}$  représente la hauteur critique pour l'écoulement très turbulent.

Ainsi, l'écoulement très turbulent a lieu pour  $d_c < (d_c)_{\text{début}}$ . L'équation (V.2) est déduite pour

$$0.2 \leq \frac{H}{L} \leq 1.25.$$

L'allure de cette équation pour les trois modèles étudiés est donnée dans les figures (V.7), (V.8) et (V.9).

STEPHENSON (1991) a suggéré que la plupart des conditions appropriées à un écoulement en nappe sont :

$$\tan \alpha < 0,20 \quad (\text{V.3})$$

$$\frac{d_c}{h} < \frac{1}{3} \quad (\text{V.4})$$

Les équations (V.3) et (V.4) sont présentées sur les figures (V.7), (V.8), (V.9).

Les points expérimentaux sont représentés pour chaque modèle sur les figures (V.7), (V.8) et (V.9). Ceci va nous permettre de déterminer le régime d'écoulement sur nos différents modèles.

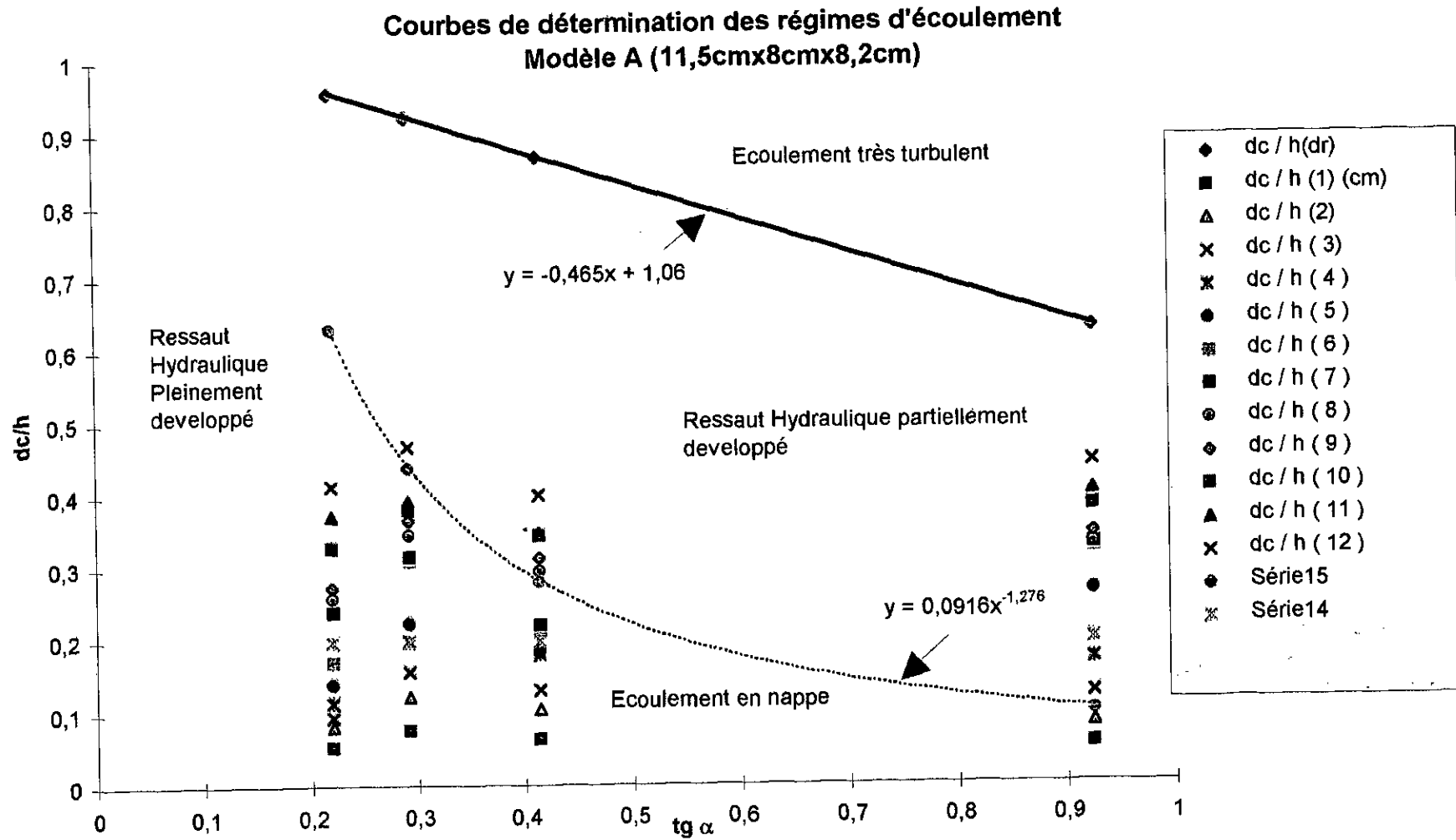


Figure. (V.7)

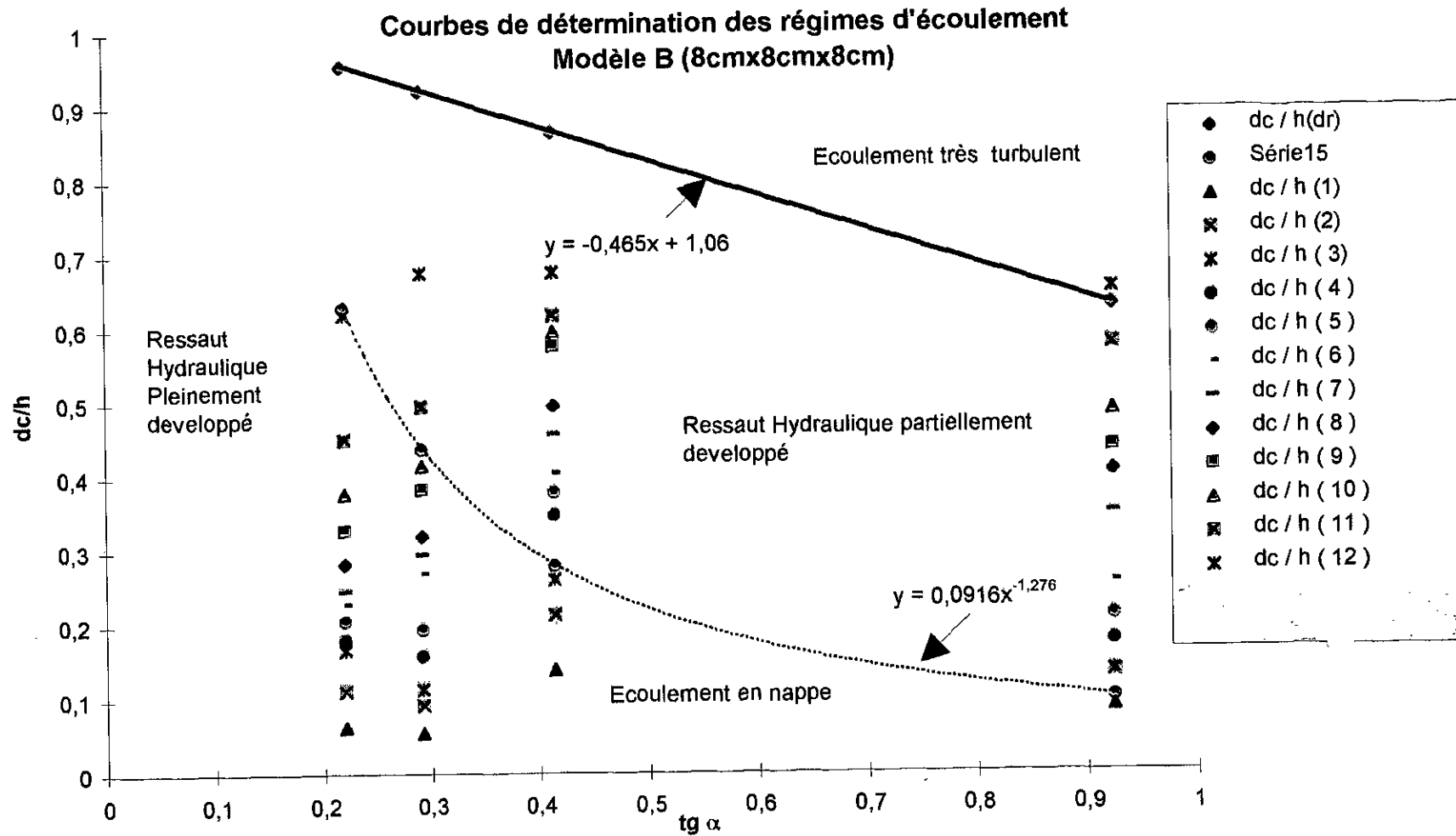


Figure. (V.8)

**Courbes de détermination des régimes d'écoulement  
Modèle C (5,7cmx4cmx4cm)**

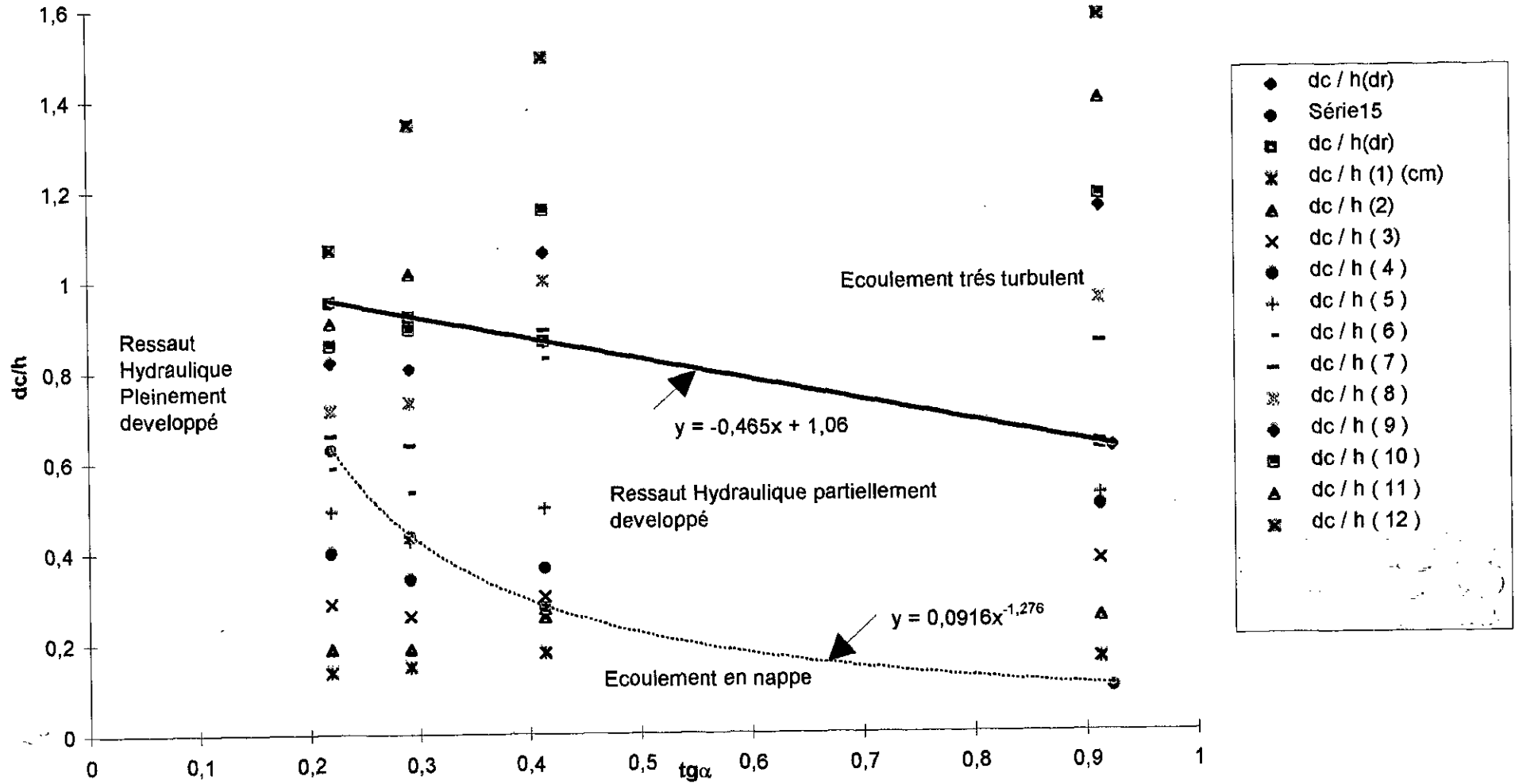


Figure. (V.9)



**MODELE A (11,5 cm \* 8 cm \* 8,2 cm)**

$\alpha_1 = 12,40^\circ$												
q (l/s/ml)	1,643	2,896	3,704	4,396	6,660	8,826	14,374	16,104	17,748	23,191	28,043	32,808
h (cm)	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
$d_c$ (cm)	0,644	0,943	1,115	1,345	1,644	1,989	2,760	2,978	3,174	3,795	4,312	4,784
$d_c/h$	0,056	0,082	0,097	0,117	0,143	0,173	0,240	0,259	0,276	0,330	0,375	0,416
tg( $\alpha$ )	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220
Observations	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe

*Tableau (V.1.a)*

Pour  $\alpha_1 = 12,40^\circ$  et pour les différents débits variants de 1,643 (l/s/ml) à 32,808 (l/s/ml), l'écoulement est en nappe.

$\alpha_1 = 16,30^\circ$												
q (l/s/ml)	2,721	5,261	7,826	11,09 5	13,11 3	21,41 7	21,73 9	24,84 3	27,24 3	28,86 9	30,34 8	39,53 0
h (cm)	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50
$d_c$ (cm)	0,908	1,414	1,840	2,323	2,599	3,599	3,634	3,979	4,232	4,393	4,542	5,416
$d_c/h$	0,079	0,123	0,160	0,202	0,226	0,313	0,316	0,346	0,368	0,382	0,395	0,471
tg( $\alpha$ )	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292
Observations	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe

*Tableau (V.1.b)*

Pour les débits variants de 2,721 (l/s/ml) jusqu'à 39,530 (l/s/ml), le régime d'écoulement est toujours en nappe.

$\alpha_1 = 22,50^\circ$												
q (l/s/ml)	2,078	4,148	5,904	9,504	9,748	12,304	12,791	19,643	21,591	24,722	25,252	31,200
h (cm)	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
$d_c$ (cm)	0,759	1,207	1,529	2,093	2,127	2,484	2,553	3,404	3,622	3,967	4,013	4,623
$d_c/h$	0,066	0,105	0,133	0,182	0,185	0,216	0,222	0,296	0,315	0,345	0,349	0,402
tg( $\alpha$ )	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414
Observations	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe

Tableau (V.1.c)

Lorsque la pente augmente à  $\alpha_1$  égale à  $22,50^\circ$  et pour une variation du débit allant de 2,078 ( l/s/ml ) à 31,200 ( l/s/ml ), l'écoulement en nappe reste prépondérant.

$\alpha_4 = 42,32^\circ$												
q (l/s/ml)	1,609	2,904	5,469	6,896	16,826	22,687	22,974	23,139	24,843	28,983	31,617	36,235
h (cm)	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
$d_c$ (cm)	0,954	1,449	1,978	3,070	3,749	3,772	3,795	3,979	4,404	4,669	4,669	5,117
$d_c/h$	0,056	0,083	0,126	0,172	0,267	0,326	0,328	0,330	0,346	0,383	0,406	0,445
tg( $\alpha$ )	0,911	0,911	0,911	0,911	0,911	0,911	0,911	0,911	0,911	0,911	0,911	0,911
Observations	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe

Tableau (V.1.d)

Pour la plus grande pente  $\alpha_4$  égale à  $42,32^\circ$  et pour les différents débits, de 1,609 ( l/s/ml ) jusqu'à 36,235 ( l/s/ml ) l'écoulement reste en nappe.

**MODELE B (8 cm \* 8 cm \* 8 cm)**

$\alpha_1 = 12,40^\circ$												
q (l/s/ml)	1,200	2,775	4,975	5,550	6,787	7,937	8,800	10,825	13,512	16,662	21,737	34,875
h (cm)	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
$d_c$ (cm)	0,528	0,920	1,360	1,464	1,672	1,856	1,992	2,288	2,648	3,048	3,640	4,984
$d_c/h$	0,066	0,115	0,170	0,183	0,209	0,232	0,249	0,286	0,331	0,381	0,455	0,623
tg( $\alpha$ )	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220
Observations	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe

Tableau (V.2.a)

Pour  $\alpha_1$  égale à  $12,40^\circ$  et pour les différents débits variants de 1,200 (l/s/ml) à 34,875 (l/s/ml), l'écoulement est en nappe.

$\alpha_2 = 16,30^\circ$												
q (l/s/ml)	1,000	2,112	2,837	4,625	6,200	10,112	11,575	13,061	17,000	19,225	25,000	39,675
h (cm)	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
$d_c$ (cm)	0,464	0,768	0,936	1,296	1,576	2,184	2,384	2,592	3,088	3,352	3,992	5,432
$d_c/h$	0,058	0,096	0,117	0,162	0,197	0,273	0,298	0,324	0,386	0,419	0,499	0,679
tg( $\alpha$ )	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292
Observations	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe

Tableau (V.2.b)

En augmentant la pente jusqu'à  $16,30^\circ$ , et pour les débits variants de 1,000 (l/s/ml) jusqu'à 39,675 (l/s/ml) le régime d'écoulement est en nappe.

$\alpha_3 = 22,50^\circ$												
q (l/s/ml)	3,812	7,150	9,625	14,725	16,725	18,512	22,125	25,000	31,250	32,900	34,725	39,875
h (cm)	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
d <sub>c</sub> (cm)	1.136	1,728	2,112	2,808	3,056	3,264	3,680	3,992	4,632	4,792	4,968	5,432
d <sub>c</sub> /h	0.142	0,216	0,264	0,351	0,382	0,408	0,460	0,499	0,579	0,599	0,621	0,679
tg( $\alpha$ )	0.414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414
Observations	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe

Tableau (V.2.c)

Pour une pente  $\alpha_3$  égale à  $22,50^\circ$  et pour une variation du débit allant de 3,812 (l/s/ml) à 39,875 (l/s/ml), l'écoulement en nappe reste prépondérant.

$\alpha_4 = 39,80^\circ$												
q (l/s/ml)	1,937	3,537	3,587	5,312	6,950	9,262	14,712	18,450	20,662	24,275	31,262	37,500
h (cm)	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
d <sub>c</sub> (cm)	0,720	1,088	1,096	1,424	1,696	2,056	2,800	3,256	3,512	3,912	4,632	5,232
d <sub>c</sub> /h	0,090	0,136	0,137	0,178	0,212	0,257	0,350	0,407	0,439	0,489	0,579	0,654
tg( $\alpha$ )	0,833	0,833	0,833	0,833	0,833	0,833	0,833	0,833	0,833	0,833	0,833	0,833
Observations	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt très turbul

Tableau (V.2.d)

Pour la plus grande pente  $\alpha_4$  égale à  $39,80^\circ$  l'écoulement est en nappe pour les débits variants de 1,937 ( l/s/ml ) jusqu'à 31,262 ( l/s/ml ). cependant le plus fort débit de 37,500 ( l/s/ml ) donne lieu à un écoulement très turbulent.

**MODELE C (5,7 cm \* 4 cm \* 4 cm)**

$\alpha_1 = 12,40^\circ$													
q (l/s/ml)	2,263	3,614	6,719	10,965	14,859	19,386	22,930	25,982	31,895	34,070	38,982	47,421	
h (cm)	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	
d <sub>c</sub> (cm)	0,803	1,100	1,664	2,302	2,821	3,368	3,767	4,098	4,697	4,908	5,369	6,116	
d <sub>c</sub> /h	0,141	0,193	0,292	0,404	0,495	0,591	0,661	0,719	0,824	0,861	0,942	1,073	
tg( $\alpha$ )	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	
Observations	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt très turbul

Tableau (3.a)

Pour  $\alpha_1$  égale à  $12,40^\circ$  et pour les différents débits variants de 2,263 (l/s/ml) à 38,982 (l/s/ml), l'écoulement est en nappe. Le plus fort débit de 47,421 (l/s/ml) donne lieu à un écoulement très turbulent.

$\alpha_2 = 16,30^\circ$												
q (l/s/ml)	2,544	3,579	5,789	8,649	11,947	16,719	21,807	26,807	31,070	36,193	43,877	66,807
h (cm)	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7
d <sub>c</sub> (cm)	0,872	1,094	1,504	1,966	2,439	3,055	3,642	4,183	4,617	5,107	5,808	7,689
d <sub>c</sub> /h	0,153	0,192	0,264	0,345	0,428	0,536	0,639	0,734	0,810	0,896	1,019	1,349
tg( $\alpha$ )	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292	0,292
Observations	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt très turbul

Tableau (3.b)

Concernant la pente  $16,30^\circ$ , l'écoulement en nappe persiste pour les débits allant de 2,544 (l/s/ml) jusqu'à 43,877 (l/s/ml). Pour le plus fort débit de 66,807 (l/s/ml), le régime d'écoulement est très turbulent.

$\alpha_3 = 22,50^\circ$												
q (l/s/ml)	3,316	5,667	7,175	9,509	15,105	32,363	35,982	42,189	46,189	53,158	61,561	77,965
h (cm)	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7
$d_c$ (cm)	1,037	1,482	1,738	2,097	2,856	4,731	5,09	5,717	6,065	6,600	7,284	8,527
$d_c/h$	0,182	0,260	0,305	0,368	0,501	0,830	0,893	1,003	1,064	1,158	1,278	1,496
tg( $\alpha$ )	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414	0,414
Observations	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt très turbul	Eclt très turbul	Eclt très turbul	Eclt très turbul	Eclt très turbul	Eclt très turbul

Tableau (3.c)

Pour une pente  $\alpha_3$  égale à  $22,50^\circ$  et pour les débits variants de  $q = 3,316$  ( l/s/ml ) jusqu'à  $q = 3,316$  ( l/s/ml ) l'écoulement reste en nappe. Pour les débits  $q = 35,982$  ( l/s/ml ) jusqu'à  $q = 77,965$  ( l/s/ml ) l'écoulement devient très turbulent.

$\alpha_4 = 42,40^\circ$												
q (l/s/ml)	2,860	5,561	10,105	15,123	16,315	21,789	34,070	39,877	53,263	55,017	70,631	84,877
h (cm)	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7
$d_c$ (cm)	0,940	1,465	2,183	2,856	3,004	3,642	4,908	5,455	6,612	6,760	7,980	9,023
$d_c/h$	0,165	0,257	0,383	0,501	0,527	0,639	0,861	0,957	1,160	1,186	1,400	1,583
tg( $\alpha$ )	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913
Observations	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt très turbul	Eclt très turbul	Eclt très turbul	Eclt très turbul	Eclt très turbul	Eclt très turbul

Tableau (3.d)

Concernant la plus forte pente  $\alpha_4$  égale à  $42,40^\circ$  et pour les faibles et moyens débits, allant de  $2,860$  (l/s/ml) jusqu'à  $21,789$  (l/s/ml), l'écoulement est en nappe. Pour les forts débits, allant de  $34,070$  (l/s/ml) jusqu'à  $84,877$  (l/s/ml), l'écoulement devient très turbulent.

**V.3.3. Détermination des caractéristiques hydrauliques des écoulements en nappe :**

Les écoulements en nappe sont caractérisés par :

**a) La profondeur critique ( $d_c$ ) :**

La profondeur critique  $d_c$  dans un canal rectangulaire est défini par :

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (\text{V.5})$$

où  $q$  représente le débit par mètre linéaire ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) et  $g$  l'accélération gravitaire ( $\text{m}/\text{s}^2$ ).

**b) Le nombre de Froude ( $Fr$ ) :**

Le nombre de Froude  $Fr$  est défini comme suit :

$$Fr = \frac{q}{gh^3} \quad (\text{V.6})$$

**c) L'énergie sur la crête du déversoir ( $H_{\max}$ ) :**

L'énergie sur la crête du déversoir  $H_{\max}$  est donnée par :

$$H_{\max} = nh + \frac{3}{2} d_c \quad (\text{V.7})$$

où  $n$  représente le nombre de marche de  $h$  mètre.

**d) La hauteur d'eau au bord de la marche ( $d_b$ ) :**

La hauteur d'eau au bord de la marche  $d_b$  est donnée par :

$$d_b = 0,715d_c \quad (\text{V.8})$$

où  $d_c$  représente la profondeur critique.

**e) Les tirants d'eau ( $d_1$ ,  $d_2$  et  $d_p$ ) :**

RAND (1955) a développé des corrélations empiriques définissant des différentes caractéristiques des écoulements en nappe [ Figure. (II.2.a), (II.2.b), (II.2.c) ].

- Tirant d'eau dans la section 1 ( $d_1$ ) :

$$\frac{d_1}{h} = 0,54 \left( \frac{d_c}{n} \right)^{1,275} \quad (\text{V.9})$$

- Tirant d'eau dans la section 2 ( $d_2$ ) :

$$\frac{d_2}{h} = 1,66 \left( \frac{d_c}{n} \right)^{0,81} \quad (\text{V.10})$$

- Hauteur du nid d'eau ( $d_p$ ) :

$$\frac{d_p}{h} = \left( \frac{d_c}{n} \right)^{0,66} \quad (\text{V.11})$$

**Remarque :**

Les études de PEYRAS et COL (1991, 1992) ont indiqué que les équations (V.9), (V.10) et (V.11) peuvent être appliquées aux écoulements en nappe avec un ressaut partiellement développé avec une précision de 10%.

Les résultats de nos expériences sur les modèles A, B et C sont donnés respectivement dans les tableaux , 4 (a, b, c, d), 5 ( a, b, c, d) et 6(a, b, c, d) suivants :



**MODELE A ( 11.5 cm x 8.2 cm x 8 cm)**

$\alpha_1 = 12.40^\circ$												
q (l/s/ml)	1.643	2.896	3.704	4.896	6.660	8.826	14.374	16.104	17.748	23.191	28.043	32.808
$d_c / h$	0.056	0.082	0.097	0.117	0.143	0.173	0.240	0.259	0.276	0.330	0.375	0.416
$(d_c / h)_{char}$	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632
observations	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D
$d_b$ (cm)	0.460	0.674	0.797	0.961	1.175	1.422	1.973	2.129	2.269	2.713	3.083	3.420
$d_1$ (cm)	0.166	0.207	0.335	0.425	0.549	0.700	1.062	1.171	1.270	1.594	1.877	2.142
$d_2$ (cm)	1.848	2.518	2.884	3.358	3.950	4.609	6.008	6.391	6.729	7.777	8.625	9.381
$d_p$ (cm)	1.713	2.208	2.461	2.794	3.185	3.361	4.485	4.715	4.910	5.531	6.014	6.446

**Tableau (4.a)**

Pour la pente  $\alpha_1$  égale à  $12,40^\circ$  l'écoulement en nappe pour les différents débits, allant de 1,643 à 32.808 (l/s/ml) est caractérisé par l'apparition de ressaut pleinement développés.

$\alpha_2 = 16.30^\circ$												
q (l/s/ml)	2.721	5.261	7.826	11.095	13.113	21.457	21.739	21.843	27.243	28.869	30.318	39.530
$d_c / h$	0.079	0.123	0.160	0.202	0.226	0.313	0.316	0.346	0.368	0.382	0.395	0.471
$(d_c / h)_{char}$	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440
observations	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pa.D
$d_b$ (cm)	0.649	1.011	1.315	1.661	1.858	2.573	2.598	2.845	3.026	3.141	3.247	3.872
$d_1$ (cm)	0.244	0.429	0.600	0.808	0.932	1.412	1.429	1.605	1.736	1.820	1.900	2.378
$d_2$ (cm)	2.443	3.496	4.326	5.225	5.723	7.451	7.5508	8.080	8.494	8.755	8.996	10.374
$d_p$ (cm)	2.153	2.884	3.431	4.001	4.309	5.342	5.376	5.708	5.945	6.093	6.229	6.997

**Tableau (4.b)**

Pour la pente  $\alpha_2$  égale à  $16,30^\circ$  l'écoulement en nappe pour les différents débits, allant de 2,721 à 30,348 (l/s/ml) est caractérisé par l'apparition de ressaut pleinement développés. Pour le plus fort débit de 39,530 (l/s/ml) le ressaut est partiellement développé.

$\alpha_3 = 22.50^\circ$												
q (l/s/ml)	2.078	4.148	5.904	9.504	9.748	12.304	12.791	19.643	21.591	24.722	25.252	31.200
$d_c / h$	0.066	0.105	0.133	0.182	0.185	0.216	0.222	0.296	0.315	0.345	0.349	0.402
$(d_c / h)_{char}$	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282
observations	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D
$d_b$ (cm)	0.542	0.863	1.093	1.496	1.521	1.776	1.825	2.434	2.589	2.836	2.869	3.305
$d_1$ (cm)	0.194	0.351	0.474	0.707	0.722	0.880	0.911	1.315	1.424	1.599	1.622	1.943
$d_2$ (cm)	2.112	3.076	3.275	4.802	4.866	5.517	5.641	7.121	7.489	8.062	8.137	9.125
$d_p$ (cm)	1.912	2.598	3.037	3.735	3.776	4.182	4.259	5.149	5.365	5.697	5.741	6.302

Tableau (4.c)

Pour la pente  $\alpha_3$  égale à  $22,50^\circ$  et pour les différents débits variants de 2,078 à 12,791 (l/s/ml) l'écoulement en nappe est caractérisé par des ressauts pleinement développés, et par des ressauts partiellement développés pour les débits allant de 19,643 à 31,200 (l/s/ml).

$\alpha_4 = 42.32^\circ$												
q (l/s/ml)	1.609	2.904	5.469	8.696	16.826	22.687	22.974	23.139	24.843	28.983	31.617	36.235
$d_c / h$	0.056	0.083	0.126	0.172	0.267	0.326	0.328	0.330	0.346	0.383	0.406	0.445
$(d_c / h)_{char}$	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103
observations	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D
$d_b$ (cm)	0.460	0.682	1.036	1.414	2.195	2.680	2.697	2.845	2.845	3.149	3.338	3.658
$d_1$ (cm)	0.157	0.260	0.442	0.658	1.153	1.487	1.449	1.511	1.605	1.826	1.968	2.212
$d_2$ (cm)	1.848	2.542	3.565	4.587	6.550	7.700	7.738	7.777	8.080	8.774	9.198	9.908
$d_p$ (cm)	1.716	2.225	2.930	3.598	4.810	5.488	5.510	5.532	5.708	6.104	6.343	6.739

Tableau (4.d)

Pour la pente  $\alpha_4$  égale à  $42,32^\circ$ , l'écoulement en nappe est caractérisé par des ressauts pleinement développés pour les débits égaux à 1,609 et 2,904 (l/s/ml). Les ressauts deviennent partiellement développés à partir du débit q égale à 5,469 (l/s/ml) jusqu'au débit q égale à 36,235 (l/s/ml).

N.B : R.Pl.D : Ressaut pleinement développé.  
R.Pa.D : Ressaut partiellement développé.

**MODELE B ( 8 cm x 8 cm x 8 cm)**

$\alpha_1 = 12.40^\circ$												
q (l/s/ml)	1.200	2.775	4.975	5.550	6.787	7.937	8.800	10.825	13.512	16.662	21.737	34.875
$d_c / h$	0.066	0.115	0.170	0.183	0.209	0.232	0.249	0.286	0.331	0.381	0.455	0.623
$(d_c / h)_{char}$	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632
observations	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D
$d_b$ (cm)	0.377	0.658	0.972	1.047	1.195	1.327	1.424	1.636	1.893	2.179	2.603	3.563
$d_1$ (cm)	0.135	0.274	0.451	0.495	0.587	0.671	0.734	0.876	1.055	1.262	1.583	2.363
$d_2$ (cm)	1.469	2.303	3.161	3.356	3.737	4.067	4.306	4.818	5.423	6.078	7.017	9.052
$d_p$ (cm)	1.330	1.919	2.484	2.608	2.847	3.050	3.196	3.502	3.856	4.231	4.757	5.854

**Tableau (5.a)**

Pour la pente  $\alpha_1$  égale à  $12,40^\circ$  l'écoulement en nappe pour les différents débits, de 1,200 à 34,875 (l/s/ml), est caractérisé par l'apparition de ressauts pleinement développés.

$\alpha_2 = 16.30^\circ$												
q (l/s/ml)	1.000	2.112	2.837	4.625	6.200	10.112	11.575	13.062	17.000	19.225	25.000	39.675
$d_c / h$	0.058	0.096	0.117	0.162	0.197	0.273	0.298	0.324	0.386	0.419	0.499	0.679
$(d_c / h)_{char}$	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440
observations	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pa.D	R.Pa.D
$d_b$ (cm)	0.332	0.549	0.669	0.926	1.127	1.561	1.704	1.853	2.208	2.397	2.854	3.884
$d_1$ (cm)	0.114	0.218	0.280	0.424	0.544	0.825	0.923	1.027	1.283	1.425	1.780	2.637
$d_2$ (cm)	1.323	1.989	2.336	3.040	3.562	4.639	4.980	5.330	6.142	6.564	7.562	9.705
$d_p$ (cm)	1.222	1.704	1.941	2.406	2.738	3.396	3.560	3.802	4.268	4.505	5.056	6.196

**Tableau (5.b)**

Pour la pente  $\alpha_2$  égale à  $16,30^\circ$  l'écoulement en nappe pour les différents débits, de 1,000 à 19,225 (l/s/ml), est caractérisé par l'apparition de ressauts pleinement développés. Pour les débits égaux à 25,000 et 39,675 (l/s/ml), les ressauts deviennent partiellement développés.

$\alpha_3 = 22.50^\circ$												
q (l/s/ml)	3.812	7.150	9.625	14.725	16.725	18.512	22.125	25.000	31.250	32.900	94.725	39.875
$d_c / h$	0.142	0.216	0.624	0.351	0.382	0.408	0.460	0.449	0.579	0.599	0.621	0.679
$(d_c / h)_{char}$	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282
observations	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D
$d_b$ (cm)	0.812	1.235	1.510	2.007	2.185	2.334	2.631	2.854	3.312	3.426	3.552	3.883
$d_1$ (cm)	0.359	0.612	0.791	1.137	1.266	1.377	1.605	1.780	2.152	2.247	2.353	2.637
$d_2$ (cm)	2.732	3.838	4.515	5.687	6.091	6.424	7.079	7.562	8.530	8.768	9.028	9.705
$d_p$ (cm)	2.206	2.909	3.322	4.008	4.239	4.427	4.792	5.056	5.578	5.704	5.841	6.196

Tableau (5.c)

Pour la pente  $\alpha_3$  égale à  $22,50^\circ$  et pour les débits variants de 3,812 à 9,625 (l/s/ml), l'écoulement en nappe est caractérisé par des ressauts pleinement développés, et par des ressauts partiellement développés pour les débits allant de 14,725 à 39,875 (l/s/ml).

$\alpha_4 = 39.80^\circ$											
q (l/s/ml)	1.937	3.537	3.587	5.312	6.950	9.262	14.712	18.450	20.662	24.275	31.262
$d_c / h$	0.090	0.136	0.137	0.178	0.212	0.257	0.350	0.407	0.439	0.489	0.579
$(d_c / h)_{char}$	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116
observations	R.Pl.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D
$d_b$ (cm)	0.515	0.778	0.783	1.018	1.213	1.470	2.002	2.328	2.511	2.797	3.312
$d_1$ (cm)	0.200	0.339	0.343	0.478	0.598	0.764	1.133	1.373	1.512	1.735	2.152
$d_2$ (cm)	1.888	2.638	2.654	3.281	3.780	4.418	5.674	6.817	7.439	8.530	9.415
$d_p$ (cm)	1.633	2.144	2.154	2.561	2.874	3.263	4.001	4.420	4.646	4.990	5.578

Tableau (5.d)

Pour la pente  $\alpha_4$  égale à  $39,80^\circ$  l'écoulement en nappe est caractérisé par un ressaut pleinement développé pour le débit égale à 1,937 (l/s/ml), et par des ressauts partiellement développés pour les débits variant de 3,537 à 31,262 (l/s/ml)

**N.B :** R.Pl.D : Ressaut pleinement développé.  
R.Pa.D : Ressaut partiellement développé.

**MODELE C ( 4 cm x 5.7 cm x 4 cm)**

$\alpha_1 = 12.40^\circ$											
q (l/s/ml)	2.263	3.614	6.719	10.965	14.859	19.386	22.930	25.982	31.895	34.070	38.982
$d_c / h$	0.141	0.193	0.292	0.404	0.495	0.591	0.661	0.719	0.824	0.861	0.942
$(d_c / h)_{char}$	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632	0.632
observations	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D
$d_b$ (cm)	0.574	0.786	1.190	1.646	2.017	2.408	2.693	2.930	3.358	3.509	3.839
$d_1$ (cm)	0.253	0.378	0.641	0.969	1.256	1.574	1.815	2.021	2.405	2.543	2.852
$d_2$ (cm)	1.936	2.496	3.491	4.541	5.353	6.180	6.766	7.243	8.089	8.382	9.015
$d_p$ (cm)	1.564	1.924	2.529	3.134	3.583	4.028	4.337	4.585	5.016	5.164	5.479

**Tableau (6.a)**

Pour la pente  $\alpha_1$  égale à  $12,40^\circ$  l'écoulement en nappe est caractérisé par des ressauts pleinement développés pour les débits allant de 2,263 à 19,386 (l/s/ml). Les ressauts deviennent partiellement développés à partir du débit égale à 22,930 (l/s/ml) jusqu'au débit égale à 38,982 (l/s/ml)

$\alpha_2 = 16.30^\circ$											
q (l/s/ml)	2.544	3.579	5.789	8.649	11.947	16.719	21.807	26.807	31.070	36.193	
$d_c / h$	0.153	0.192	0.264	0.345	0.428	0.536	0.639	0.734	0.810	0.896	
$(d_c / h)_{char}$	0.444	0.440	0.444	0.440	0.444	0.440	0.444	0.440	0.444	0.440	
observations	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	
$d_b$ (cm)	0.623	0.782	1.075	1.406	1.774	2.991	3.301	3.651	4.152	5.497	
$d_1$ (cm)	0.281	0.375	0.563	0.792	1.043	1.389	1.739	2.075	2.353	2.676	
$d_2$ (cm)	2.068	2.486	3.217	3.996	4.758	5.709	6.583	7.365	7.977	8.657	
$d_p$ (cm)	1.651	1.918	2.367	2.824	3.256	3.777	4.241	4.648	4.960	5.301	

**Tableau (6.b)**

Pour la pente  $\alpha_2$  égale à  $16,30^\circ$  l'écoulement en nappe est caractérisé par des ressauts pleinement développés pour les débits allant de 2,544 à 11,947 (l/s/ml). Les ressauts deviennent partiellement développés à partir du débit égale à 16,719 (l/s/ml) jusqu'au débit égale à 36,193 (l/s/ml).

$\alpha_3 = 22.50^\circ$						
q (l/s/ml)	3.316	5.667	7.175	9.509	15.105	32.982
$d_c / h$	0.182	0.260	0.305	0.368	0.501	0.830
$(d_c / h)_{char}$	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282
observations	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D
$d_b$ (cm)	0.741	1.059	1.242	1.499	2.042	3.472
$d_1$ (cm)	0.350	0.552	0.677	0.860	1.275	2.427
$d_2$ (cm)	2.380	3.178	3.616	4.210	5.405	8.136
$d_p$ (cm)	1.851	2.343	2.603	2.947	3.612	5.040

Tableau (6.c)

Pour la pente  $\alpha_3$  égale à  $22,50^\circ$  les ressauts pleinement développés caractérisent l'écoulement en nappe pour les débits égaux à 3,316 et 5,667 (l/s/ml). Les ressauts deviennent partiellement développés à partir du débit égal à 7,175 (l/s/ml) jusqu'au débit égal à 32,982 (l/s/ml).

$\alpha_4 = 42.40^\circ$						
q (l/s/ml)	2.860	5.561	10.105	15.123	16.315	21.789
$d_c / h$	0.165	0.257	0.383	0.501	0.527	0.639
$(d_c / h)_{char}$	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103
observations	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D
$d_b$ (cm)	0.672	1.047	1.560	2.042	2.148	2.604
$d_1$ (cm)	0.309	0.544	0.905	1.275	1.360	1.739
$d_2$ (cm)	2.198	3.148	4.349	5.405	5.632	6.583
$d_p$ (cm)	1.735	2.325	3.025	3.612	3.765	4.241

Tableau (6.d)

Pour la pente  $\alpha_4$  égale à  $42,40^\circ$  l'écoulement en nappe est caractérisé par des ressauts partiellement développés pour des débits variants de 2,860 à 21,789 (l/s/ml).

N.B : R.Pl.D : Ressaut pleinement développé.  
R.Pa.D : Ressaut partiellement développé.

### V.3.4 Dissipation d'énergie :

La perte de charge totale  $\Delta h$  le long d'un évacuation de crue est égale à la différence entre la charge maximale ( $H_{\max}$ ) disponible et la charge résiduelle au pied de l'évacuateur.

#### a) Ecoulement en nappe :

L'énergie dissipée dans un écoulement en nappe est donné par :

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \left( \frac{0.54 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{0.275} + \frac{3.43}{2} \left( \frac{d_c}{h} \right)^{-0.55}}{\frac{3}{2} + \frac{H_{\text{bar}}}{d_c}} \right) \quad (\text{V.12})$$

$$H_{\max} = n \cdot h \quad (\text{V.13})$$

$n$  et  $h$  sont respectivement le nombre et la hauteur des marches.

#### b) Ecoulement très turbulent :

L'énergie dissipée dans un écoulement très turbulent aéré est exprimée par :

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \left[ \left( \frac{f_c}{8 \sin \alpha} \right)^{1/3} \cos \alpha + \frac{1}{2} E_c \left( \frac{f_c}{8 \sin \alpha} \right)^{-2/3} \right] \frac{d_c}{H_{\text{bar}}} \quad (\text{V.14})$$

où

- $f_c$  représente le facteur de frottement pour l'écoulement uniforme aéré, donné par la formule :

$$\frac{f_c}{f} = 0,5 \left[ 1 + \tanh \left( 0,628 \frac{0,514 - c_e}{c_e (1 - c_e)} \right) \right] \quad (\text{V.15})$$

$$\text{avec } \tanh(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}} \quad (\text{V.16})$$

et  $c_e$  concentration d'équilibre de l'aire estimé (Wood 1983, CHANSON 1993) comme suit :

$$c_e = 0,9 \sin \alpha \quad (\text{V.17})$$

- $E_c$  représente le coefficient correction de l'énergie cinétique (Coefficient de CORIOLIS) donné par la formule suivante :

$$E_c = \frac{(N+1)^3}{N^2(N+3)} \quad (\text{V.18})$$

où  $1/N$  représente l'exposant de la distribution de la vitesse.  $N$  est égale à :

$$N = \kappa \sqrt{\frac{8}{F}} \quad (\text{V.19})$$

où  $\kappa$  est la constante de VAN KARMAN, égale à 0,41, et  $F$  le coefficient de frottement pour un écoulement non aéré.

Dans le cas d'un canal en marche d'escalier, Mr CHANSON préconise de prendre  $F = 1$ .

Les résultats de nos calculs sur les modèles A, B et C sont donnés respectivement dans les tableaux 7(a, b, c, d), 8(a, b, c, d) et 9(a, b, c, d) suivants :



**MODELE A ( 11.5 cm x 8 cm x 8.2 cm)**

$\alpha_1 = 12.40^\circ$												
Type d'éclt	Eclt en nappe											
$d_c / h$	0.056	0.082	0.097	0.117	0.143	0.173	0.240	0.259	0.276	0.330	0.375	0.416
$H_{dam} / d_c$	178.571	121.951	103.139	85.501	69.951	57.812	41.667	38.616	36.232	30.303	26.669	24.038
$\Delta h_{max} / H_{max}$	0.952	0.943	0.938	0.932	0.926	0.918	0.904	0.901	0.898	0.888	0.881	0.875

**Tableau (7.a)**

La dissipation d'énergie diminue progressivement de 95,2% pour le premier débit, à 87,5% pour le dernier.

$\alpha_2 = 16.30^\circ$												
Type d'éclt	Eclt en nappe											
$d_c / h$	0.079	0.123	0.160	0.202	0.226	0.313	0.316	0.346	0.368	0.382	0.395	0.471
$H_{dam} / d_c$	126.6 52	81.32 9	62.50 0	49.50 5	44.24 8	31.95 3	31.64 6	28.90 2	27.17 4	26.17 8	25.31 9	21.23 3
$\Delta h_{max} / H_{max}$	0.944	0.931	0.921	0.912	0.907	0.891	0.890	0.886	0.882	0.880	0.878	0.866

**Tableau (7.b)**

La dissipation d'énergie diminue progressivement, et toujours dans le même ordre de grandeur que pour  $\alpha_1 = 12.40^\circ$ .

$\alpha_3 = 22.50^\circ$												
Type d'éclt	Eclt en nappe											
$d_c / h$	0.066	0.105	0.133	0.182	0.185	0.216	0.222	0.296	0.315	0.345	0.349	0.402
$H_{dam} / d_c$	151.51	95.277	75.212	54.945	54.067	46.296	45.045	33.784	31.750	28.989	28.657	24.876
$\Delta h_{max} / H_{max}$	0.948	0.936	0.928	0.916	0.915	0.909	0.908	0.894	0.891	0.886	0.885	0.877

Tableau (7.c)

La dissipation d'énergie diminue progressivement, et toujours dans le même ordre de grandeur que pour  $\alpha_1 = 12.40^\circ$ .

$\alpha_4 = 42.32^\circ$												
Type d'éclt	Eclt en nappe											
$d_c / h$	0.056	0.083	0.126	0.172	0.267	0.326	0.328	0.330	0.346	0.383	0.406	0.445
$H_{dam} / d_c$	178.570	120.540	79.365	58.139	37.459	30.675	30.488	30.303	28.901	26.112	24.630	22.474
$\Delta h_{max} / H_{max}$	0.952	0.942	0.930	0.919	0.899	0.889	0.888	0.887	0.886	0.880	0.876	0.870

Tableau (7.d)

La dissipation d'énergie diminue progressivement, et toujours dans le même ordre de grandeur que pour  $\alpha_1 = 12.40^\circ$ .

**MODELE B (8 cm x 8 cm x 8 cm)**

$\alpha_1 = 12.40^\circ$												
Type d'éclt	Eclt en nappe											
$d_c / h$	0.066	0.115	0.170	0.183	0.209	0.232	0.249	0.286	0.331	0.381	0.455	0.623
$H_{dam} / d_c$	196.970	113.040	76.470	71.04	62.200	56.030	52.210	45.450	39.270	34.120	28.570	20.87
$\Delta h_{max} / H_{max}$	0.9602	0.9482	0.9375	0.9352	0.9308	0.9271	0.9245	0.9190	0.9130	0.9065	0.8976	08794

**Tableau (8.a)**

La dissipation d'énergie diminue progressivement de 96,02% pour le premier débit, à 87,94% pour le dernier.

$\alpha_2 = 16.30^\circ$												
Type d'éclt	Eclt en nappe											
$d_c / h$	0.058	0.096	0.117	0.162	0.197	0.273	0.298	0.324	0386	0.419	0.499	0.679
$H_{dam} / d_c$	224.14	135.42	111.11	80.25	65.99	47.62	43.62	40.12	33.68	31.03	26.05	19.14
$\Delta h_{max} / H_{max}$	0.9625	0.9525	0.9478	0.9389	0.9328	0.9210	0.9174	0.9139	0.9059	0.9019	0.8501	0.8737

**Tableau (8.b)**

La dissipation d'énergie diminue progressivement de 96,25% pour le premier débit, à 87,37% pour le dernier.

$\alpha_3 = 22.50^\circ$												
Type d'éclt	Eclt en nappe											
$d_c / h$	0.142	0.216	0.264	0.351	0.382	0.408	0.460	0.499	0.579	0.599	0.621	0.679
$H_{dam} / d_c$	91.55	60.18	49.24	37.04	34.03	31.86	28.26	26.05	22.45	21.70	20.93	19.14
$\Delta h_{max} / H_{max}$	0.942	0.929	0.922	0.9103	0.9063	0.9032	0.8970	0.8925	0.8839	0.8818	0.8795	0.8737

Tableau (8.c)

La dissipation d'énergie diminue progressivement, et toujours dans le même ordre de grandeur que pour  $\alpha_1 = 12.40^\circ$ .

$\alpha_4 = 39.80^\circ$												
Type d'éclt	Eclt en nappe											Eclt turbul
$d_c / h$	0.090	0.136	0.137	0.178	0.212	0.257	0.350	0.407	0.439	0.489	0.579	Eclt aéré
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$f_s = 0.42$
$H_{dam} / d_c$	144.44	95.59	94.40	73.03	61.32	50.58	37.14	31.94	29.61	26.58	22.45	19.87
$\Delta h_{max} / H_{max}$	0.9539	0.9438	0.9436	0.9360	0.9303	0.9233	0.9105	0.9033	0.8995	0.8937	0.8839	0.7432

Tableau (8.d)

La dissipation d'énergie diminue progressivement de 95,39% pour le premier débit jusqu'à 88,39% pour le onzième débit. Arrivé au douzième débit où on a affaire à un écoulement très turbulent, la dissipation d'énergie chute à 74,32%.

**MODELE C ( 5.7 cm x 4 cm x 4 cm)**

$\alpha_1 = 12.40^\circ$												
Type d'éclt	Eclt en nappe											Eclt turbul
$d_c / h$	0.141	0.193	0.292	0.404	0.495	0.591	0.661	0.719	0.824	0.861	0.942	Eclt aéré
$f_e$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.93
$H_{dam} / d_c$	106.476	77.727	51.382	37.141	30.308	25.386	22.697	20.864	18.203	17.420	15.925	13.980
$\Delta h_{max} / H_{max}$	0.950	0.942	0.929	0.927	0.907	0.897	0.891	0.886	0.877	0.874	0.868	0.795

**Tableau (9.a)**

Concernant les écoulements en nappe, la dissipation d'énergie diminue progressivement de 95,00% à 86,80%. Celle-ci chute jusqu'à 79,5% pour l'écoulement très turbulent.

$\alpha_2 = 16.30^\circ$												
Type d'éclt	Eclt en nappe											Eclt turbul
$d_c / h$	0.153	0.192	0.264	0.345	0.428	0.536	0.936	0.734	0.810	0.896	1.019	Eclt aéré
$f_e$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.85
$H_{dam} / d_c$	98.050	78.153	56.848	43.489	35.055	27.987	23.476	20.440	18.518	16.742	14.721	11.120
$\Delta h_{max} / H_{max}$	0.948	0.942	0.932	0.923	0.913	0.903	0.893	0.885	0.878	0.871	0.862	0.783

**Tableau (9.b)**

Concernant les écoulements en nappe, la dissipation d'énergie diminue progressivement de 94,80% à 86,20%. Celle-ci chute jusqu'à 78,3% pour l'écoulement très turbulent.

$\alpha_3 = 22.50^\circ$												
Type d'éclt	Eclt en nappe						Eclt turbul					
$d_c / h$	0.182	0.260	0.305	0.368	0.501	0.830	Eclt aéré	Eclt aéré	Eclt aéré	Eclt aéré	Eclt aéré	Eclt aéré
$f_e$	-	-	-	-	-	-	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
$H_{dam} / d_c$	82.449	57.692	49.194	40.772	29.937	18.072	16.798	14.955	14.097	12.954	11.738	10.027
$\Delta h_{max} / H_{max}$	0.944	0.933	0.927	0.920	0.906	0.877	0.825	0.804	0.792	0.773	0.750	0.707

Tableau (9.c)

Concernant les écoulements en nappe, la dissipation d'énergie diminue progressivement de 94,40% à 87,70%. Celle-ci chute à 82,50% jusqu'à 70,70% pour les écoulements très turbulents.

$\alpha_4 = 39.80^\circ$												
Type d'éclt	Eclt en nappe						Eclt turbul					
$d_c / h$	0.165	0.257	0.383	0.501	0.527	0.639	Eclt aéré	Eclt aéré	Eclt aéré	Eclt aéré	Eclt aéré	Eclt aéré
$f_e$	-	-	-	-	-	-	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38
$H_{dam} / d_c$	90.957	58.362	39.166	29.937	28.462	23.476	17.420	15.674	12.931	12.648	10.714	9.476
$\Delta h_{max} / H_{max}$	0.946	0.933	0.916	0.906	0.903	0.893	0.679	0.644	0.568	0.559	0.479	0.411

Tableau (9.d)

Concernant les écoulements en nappe, la dissipation d'énergie diminue progressivement de 94,60% à 89,30%. Celle-ci chute à 67,90% jusqu'à 41,10% pour les écoulements très turbulents.

#### V.4 .Conclusions sur les modèles

- Sur le modèle A, l'écoulement reste en nappe, même dans le cas des fortes pentes ( $\alpha = 42.32^\circ$ ) et de forts débits ( $q = 36.235 \text{ l/s/ml}$ ), cela peut être expliqué par l'effet des dimensions des marches, de hauteur  $h = 11.5 \text{ cm}$  et de longueur  $l = 8 \text{ cm}$ , relativement importants par rapport aux modèles B et C, ainsi que par l'importance du débit fourni, qui avec une éventuelle augmentation pouvait nous permettre l'obtention d'un écoulement très turbulent.

Les écoulements en nappe sur ce modèle se caractérisent par des ressauts pleinement développés, ceci pour les pentes douces ( $\alpha = 12.40^\circ$ ). Les ressauts partiellement développés apparaissent lors de l'augmentation de la pente et éventuellement de l'augmentation du débit.

Concernant ce modèle, la dissipation de l'énergie est assez importante, de l'ordre de 95.2 %. Cette dernière diminue, mais de peu, avec l'augmentation du débit.

- Sur le modèle B, dont la longueur et la hauteur des marches est de 8 cm, l'écoulement est prépondérant. Cependant l'écoulement très turbulent est apparu pour le plus fort débit ( $q = 37.5 \text{ l/s/ml}$ ) correspondant à la plus forte pente ( $\alpha = 39.80^\circ$ ).

Les écoulements en nappe sur ce modèle se caractérisent par des ressauts pleinement développés pour ( $\alpha = 12.40^\circ$ ). En augmentant la pente et le débit, les ressauts deviennent partiellement développés.

La dissipation de l'énergie diminue de peu en restant toujours importante dans le cas des écoulements en nappe (de 96% à 85%). Par contre, celle-ci chute à 74% dans le cas de l'écoulement très turbulent.

- Sur le modèle C, dont les marches ont une hauteur  $h = 5.7 \text{ cm}$  et une longueur de 4 cm, les deux régimes apparaissent. Les faibles pentes ( $\alpha = 12.40^\circ$  et  $\alpha = 16.30^\circ$ ) génèrent des écoulements en nappe. Par contre, les fortes pentes génèrent des écoulements très turbulents pour les moyens à forts débits.

Les ressauts pleinement développés caractérisent les écoulements en nappe dans le cas des faibles à moyens débits pour ( $\alpha = 12.40^\circ$  et  $\alpha = 16.30^\circ$ ). Les ressauts deviennent partiellement développés avec l'augmentation de la pente.

La dissipation de l'énergie est plus importante pour les écoulements en nappe, elle varie de 95% à 86%. Celle-ci chute à 41% dans le cas des écoulements très turbulents.

### **V.5. Comparaisons des différents modèles**

L'analyse des résultats expérimentaux nous ont mené à dire que, l'apparition des écoulements en nappe est surtout liée aux dimensions des marches et à la valeur des débits.

L'importance des dimensions du modèle A ( relativement au modèle B et C ) a généré des écoulements en nappe. Par contre, les dimensions des marches du modèle C étant moins importantes, ont généré des écoulements très turbulents.

On notera que, l'apparition de ces derniers sur les modèles B et C, dépend de l'augmentation de la pente et des débits.

La détermination du taux de l'énergie, dissipée sur les modèles de canaux en marches d'escalier, nous a démontré que celui ci est plus important dans le cas des écoulements en nappe, et dépend essentiellement de la valeur du débit. Ce qui rejoint les résultats des différents chercheurs ( voir Chapitre I ).



### V.6. Détermination du point d'inception

Les écoulements dans les canaux découverts sont caractérisés par la surface libre. En raison de la condition cinématique, la vitesse à l'interface eau-air est identique dans les deux fluides. Si la vitesse de surface de l'eau est faible et l'air stagnant, l'interface est définie. Par contre, si la vitesse de surface de l'eau est grande par rapport à la vitesse moyenne de l'air, on constate une surface rugueuse.

Une différence considérable des vitesses près d'une interface eau-air provoque un échange d'énergie. Plus particulièrement, des gouttes d'eau sont prises dans l'air et des bulles d'air peuvent être emprisonnées par l'eau. Par conséquent un mélange d'eau et d'air s'ensuit, et on parle ainsi d'une aération superficielle de l'eau. Ceci définit le phénomène d'entraînement d'air naturel.

A la sortie du déversoir, l'écoulement est initialement peu turbulent. Ce dernier s'accélère, et une couche limite turbulente se développe jusqu'à atteindre la surface libre du fluide. A partir de ce point, les vitesses de fluctuation turbulentes deviennent suffisamment importantes pour entraîner de l'air dans l'écoulement.

Le point du début d'entraînement d'air est appelé : « Point d'inception » ou « Point d'apparition de l'eau blanche ».

Les caractéristiques du point d'inception sont :

- $L_i$  : distance à la crête du déversoir
- $d_i$  : profondeur de l'eau en ce point

La distance séparant le point d'inception I et la crête du déversoir est donnée par [2] :

$$\frac{L_I}{k_s} = 9,719 F_r^{0,713} (\sin \alpha)^{0,0796} \quad (\text{V.20})$$

où  $k_s = h \cos \alpha$  rugosité du canal.

Et  $F_r$  nombre de Froude donné par la formule suivante :

$$F = \frac{q_e}{\sqrt{g \sin(\alpha) (h \cos \alpha)^3}} \quad (\text{V.21})$$

Avec  $q_e$  débit en eau en ( $\text{m}^3/\text{s/ml}$ )

La profondeur d'eau au point d'inception est exprimée par la formule suivante :

$$\frac{d_I}{k_s} = \frac{0,4034}{(\sin \alpha)^{0,04}} F_r^{0,592} \quad (\text{V.22})$$

les calculs seront donnés dans le tableau (10) suivant :

	modèle B	modèle C													
q(l/s/ml)	37.500	47.421	66.807	35.982	42.789	46.789	53.158	61.561	77.965	34.070	39.877	53.263	55.017	70.631	84.877
$\alpha$ (degré)	8	12.40	16.30	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	42.40	42.40	42.40	42.40	42.40	42.40
h ( cm )	39.80	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7
$K_a$ ( cm )	6.15	5.57	5.47	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	4.21	4.21	4.21	4.21	4.21	4.21
F	0.981	2.48	3.15	1.53	1.82	1.99	2.27	2.63	3.33	1.53	1.79	2.40	2.48	3.18	3.82
$L_I$ ( cm )	57.69	91.69	62.84	64.31	72.81	77.61	85.27	94.73	112.14	53.74	60.23	74.15	75.91	90.68	103.38
$d_I$ ( cm )	2.50	1.71	2.10	2.84	3.15	3.32	3.59	3.92	4.50	2.78	3.05	3.63	3.69	4.28	4.77
$d_I / K_a$	0.40	0.30	0.38	0.54	0.59	0.63	0.68	0.74	0.85	0.66	0.72	0.86	0.88	1.02	1.13
$L_I / K_a$	9.38	16.46	11.49	12.20	13.81	14.72	16.18	17.97	21.28	12.76	14.13	17.61	18.03	21.53	24.51

*Tableau N°(V.10) Valeurs des caractéristiques du point d'inception*

### V.6.2. Comparaison aux relevés expérimentaux

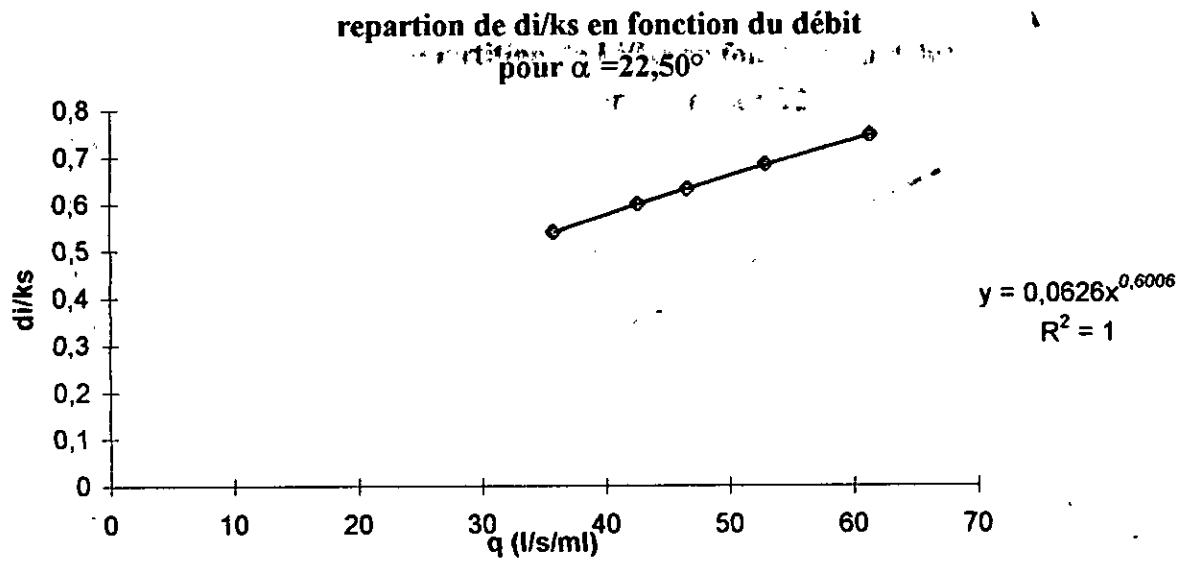
Nous avons comparé nos relevés expérimentaux de la position du point d'inception ( voir tableau 22, Annexe ) au données du tableau (10). On a conclu que :

la détermination de la position du point d'inception par l'utilisation des équations empiriques (V.20), et (V.21), se rapproche des relevés expérimentaux. Sauf pour le douzième essai ( $q = 77.965 \text{ l/s/ml}$ ,  $\alpha = 22.50^\circ$ ) correspondant au modèle C, où la distance  $L_i$  du point d'inception empirique est supérieure à la longueur total du modèle. Ceci s'explique par le fait que l'écoulement été non aéré.

### V.6.3. Formulation

La variation de  $(d_i / K_s)$  et  $(L_i / K_s)$  dont les valeurs sont données dans le tableau (10), en fonction du débit  $q$ , est représentée sur les figures (V.10, a et b), (V.11, a et b) et (V.12, a et b).

Des courbes de tendance sont élaborées dans le but de proposer des formules empiriques, donnant l'évolution de la position du point d'inception en fonction du débit.



Figure(V.10 .a)

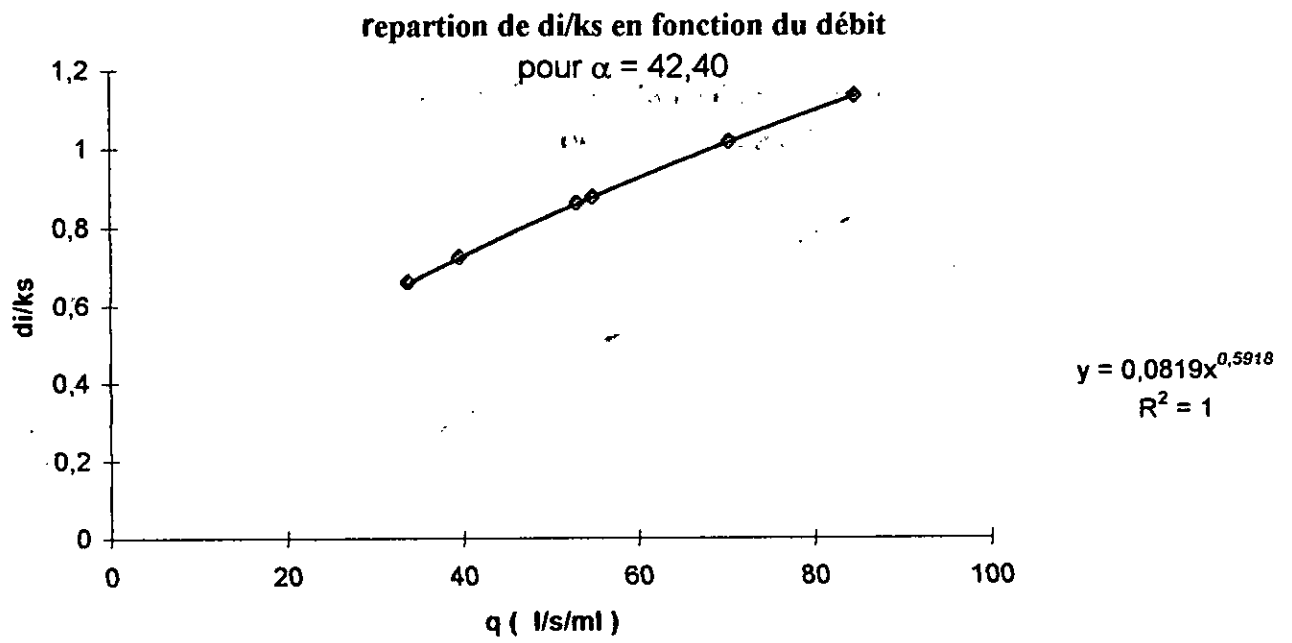


Figure (V.10 .b)

#### V.6.4. Conclusion

La représentation, du rapport de la longueur  $L_i$  sur la rugosité  $K_s$ , et de la profondeur  $d_i$  sur la rugosité  $K_s$  en fonction du débit  $q$  [ voir figure (V.10), (V.11), (V.12) ], nous permet de voir l'évolution du point d'inception I. L'augmentation du débit génère un accroissement de la longueur  $L_i$  mesuré à partir de la crête, et ainsi, un éloignement de la position du point d'inception le long des canaux en marches d'escalier.

De ce fait, l'écoulement très turbulent a tendance à devenir non aéré.

les courbes de tendances des points tracés nous ont permis d'obtenir la formule d'évolution de  $(d_i / K_s)$  et de  $(L_i / K_s)$  en fonction du débit  $q$  ( l / s / ml ) à savoir :

$$\bullet \frac{d_i}{K_s} = 0.05 * q^{0.69} \quad (V.23)$$

$$\bullet \frac{L_i}{K_s} = 0.8 * q^{0.75} \quad (V.24)$$

Les équations précédentes sont valables pour des pentes variants de  $22.50^\circ$  à  $42.40^\circ$ .  
noter que

Le lissage des points  $(d_i / K_s)$  pour les deux pentes ( $\alpha=22.50^\circ$  et  $\alpha=42.40^\circ$ ), nous a permis d'obtenir une courbe intermédiaire donnant la variation de  $(d_i / K_s)$  en fonction du débit  $q$ . L'erreur commise sur la corrélation de la profondeur  $d_i$  est considérable par rapport à celle commise dans la corrélation de la distance  $L_i$ . Ceci s'explique par l'effet du gonflement et de la grande perturbation de la surface libre, et des rouleaux de recirculation.

# CONCLUSION

## CONCLUSION GENERALE

Notre étude basée sur l'expérimentation de modèles de canaux en marches d'escalier, cerne un problème qui reste dans le domaine de la recherche scientifique. A savoir, le dimensionnement de ces canaux dans le but d'optimiser la dissipation d'énergie.

La phase expérimentale de notre travail a consisté , initialement, à fixer le débit et varier la pente des modèles. A défaut de moyens, et vu les problèmes rencontrés, nous avons procédé à la variation du débit en fixant la pente.

Ce procédé nous a permis d'obtenir des résultats pratiques concordants assez bien avec les résultats des chercheurs cités dans le premier chapitre.

L'analyse de nos résultats nous a permis de tirer un nombre de conclusions, à savoir :

- Dans les canaux horizontaux, Les marches représentent une macro-rugosité qui influe directement sur la surface libre de l'écoulement. L'allure de cette dernière, suit parfaitement le profil des marches.
- Deux types d'écoulements s'établissent sur les canaux en marches d'escalier, à savoir : les écoulements en nappe et les écoulements très turbulent.
- Les écoulements en nappe dissipent plus d'énergie que les écoulements très turbulent.
- La détermination de la position du point d'inception par l'élaboration de formules empiriques.

Enfin, le recours à l'expérimentation reste indispensable pour fournir à l'ingénieur, les méthodes d'analyses permettant d'établir les formules susceptibles de traduire les phénomènes qui se produisent sur les canaux en marches d'escalier et pouvoir appliquer les résultats obtenus dans les divers cas de la pratique.

# ANNEXE



**Tableau 1. Mesure des débits sur le modèle .A. (11,5 cm \* 8 cm \* 8,2 cm)**

$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s) \cdot 10$	$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s)$
0.138	1.179	0.139	0.189	0.057	0.189
0.400	0.684	0.401	0.333	0.057	0.333
0.600	0.684	0.601	0.426	0.063	0.426
0.900	0.555	0.901	0.563	0.063	0.563
1.823	0.342	1.824	0.766	0.063	0.766
1.942	0.216	1.942	1.015	0.063	1.015
2.040	0.387	2.040	1.653	0.063	1.653
2.413	0.192	2.413	1.852	0.063	1.852
2.536	0.183	2.536	2.041	0.063	2.041
2.754	0.117	2.754	2.667	0.063	2.667
3.05	0.102	3.050	3.225	0.063	3.225
3.510	0.087	3.510	3.773	0.063	3.773
$\alpha_0 = 0^\circ$			$\alpha_1 = 12.40^\circ$		

$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s)$	$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s)$
0.313	0	0.313	0.239	0.27	0.239
0.605	0	0.605	0.477	0.198	0.477
0.900	0	0.900	0.679	0.24	0.679
1.276	0	1.276	1.093	0.267	1.093
1.508	0	1.508	1.121	0.786	1.122
2.463	0	2.463	1.414	1.335	1.415
2.500	0.102	2.500	1.470	1.041	1.471
2.857	0.102	2.857	2.258	0.855	2.259
3.133	0.102	3.133	2.482	1.152	2.483
3.319	1.332	3.320	2.842	1.050	2.843
3.489	1.164	3.490	2.903	0.579	2.904
4.545	1.002	4.546	3.287	0.678	3.588
$\alpha_2 = 16.30^\circ$			$\alpha_3 = 22.50^\circ$		

$Q (l/s)$	$Q (l/s)$	$Q (l/s)$
0.185	0	0.185
0.334	0	0.334
0.629	0	0.629
1.000	0	1.000
1.935	0	1.935
2.609	0	2.609
2.642	0	2.642
2.661	0	2.661
2.857	0	2.857
3.333	0	3.333
3.636	0	3.636
4.167	0	4.167
$\alpha_5 = 42.32^\circ$		

**Tableau 2. Mesure des débits sur le modèle .B. (8 cm \* 8 cm \* 8 cm)**

$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s)_{.10}$	$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s)$
0.2546	0	0.2546	0.096	0	0.096
0.282	0	0.282	0.222	0	0.222
0.298	0	0.298	0.398	0	0.398
0.400	0	0.400	0.444	0	0.444
0.421	0	0.421	0.543	0	0.543
0.571	0	0.571	0.635	0	0.635
0.603	0	0.603	0.704	0	0.704
0.683	0	0.683	0.866	0	0.866
0.844	0	0.844	1.081	0	1.081
1.205	0	1.205	1.333	0	1.333
1.887	0	1.887	1.739	0	1.739
2.381	0	2.381	2.790	0	2.790
$\alpha_0 = 0^\circ$			$\alpha_1 = 12.40^\circ$		

$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s)$	$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s)$
0.08	0	0.08	0.305	0.457	0.305
0.169	0	0.169	0.571	0.000695	0.572
0.227	0	0.227	0.769	0.000917	0.770
0.370	0	0.370	1.176	0.001793	1.178
0.496	0	0.496	1.333	0.004722	1.338
0.809	0	0.809	1.481	0	1.481
0.926	0	0.926	1.770	0	1.770
1.045	0	1.045	2.000	0.000393	2.000
1.36	0	1.36	2.500	0.000317	2.500
1.538	0	1.538	2.632	0.000353	2.632
2	0	2	2.778	0.000445	2.778
3.174	0	3.174	3.175	0.000340	3.175
$\alpha_2 = 16.30^\circ$			$\alpha_3 = 22.50^\circ$		

$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s)$
0.155	0.000130	0.155
0.283	0.000120	0.283
0.287	0.000093	0.287
0.425	0.000134	0.425
0.556	0.000272	0.556
0.741	0.000240	0.741
1.176	0.001055	1.177
1.475	0.000809	1.476
1.652	0.000559	1.653
1.942	0.000397	1.942
2.500	0.000621	2.501
3.000	0	3.000
$\alpha_5 = 39.80^\circ$		

**Tableau 3. Mesure des débits sur le modèle .C. (5.7 cm \* 4 cm \* 4 cm)**

$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s) \cdot 10$	$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s)$
0.090	0.006966	0.097	0.129	0.000035	0.129
0.307	0.007029	0.314	0.206	0.000098	0.206
0.323	0.005202	0.328	0.383	0.000103	0.383
0.454	0.005805	0.460	0.625	0.000125	0.625
0.571	0.005292	0.576	0.847	0.000107	0.847
0.741	0.000078	0.741	1.105	0.000113	1.105
0.807	0.000030	0.807	1.307	0.000123	1.307
1.034	0.000108	1.034	1.481	0.000105	1.481
1.404	0.000135	1.404	1.818	0.000071	1.818
1.778	0.000108	1.778	1.942	0	1.942
1.972	0.000072	1.972	2.222	0	2.222
3.396	0.003105	3.399	2.703	0	2.703
$\alpha_0 = 0^\circ$			$\alpha_1 = 12.40^\circ$		

$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s)$	$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s)$
0.144	0.001234	0.145	0.189	0	0.189
0.201	0.003099	0.204	0.323	0	0.323
0.329	0.000579	0.330	0.409	0	0.409
0.493	0.000437	0.493	0.542	0	0.542
0.680	0.000724	0.681	0.861	0	0.861
0.952	0.000790	0.953	1.839	0	1.839
1.242	0.001113	1.243	2.051	0	2.051
1.527	0.000666	1.528	2.439	0	2.439
1.770	0.001190	1.771	2.667	0	2.667
2.062	0.001276	2.063	3.030	0	3.030
2.500	0.001188	2.501	3.509	0	3.509
3.808	0.000470	3.808	4.444	0	4.444
$\alpha_2 = 16.30^\circ$			$\alpha_3 = 22.50^\circ$		

$Q_{\text{cclt}} (l/s)$	$Q_{\text{fuite}} (l/s)$	$Q_{\text{total}} (l/s)$
0.163	0	0.163
0.317	0	0.317
0.576	0	0.576
0.862	0	0.862
0.930	0	0.930
1.242	0	1.242
1.942	0	1.942
2.273	0	2.273
3.036	0	3.036
3.136	0	3.136
4.026	0	4.026
4.838	0	4.838
$\alpha_5 = 42.40^\circ$		

0,139	0,401	0,601	0,901	1,824	1,942	2,04	2,413	2,536	2,754	3,05	3,51
H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )
8,3	9,4	10	10,7	11,9	12,5	12,6	12,7	13,6	14	14,3	16,1
7,4	8,5	8,9	9,5	10,9	10,8	10,6	10,7	10,7	10,2	10,6	11,9
7,5	8,7	9,2	9,9	11,1	11,2	11,3	11,5	11,6	11,2	11,7	13,1
6,8	8,1	8,4	9	9,9	10,5	10,3	10,6	10,8	10,9	11,2	12,8
6,9	8,3	8,7	9,4	10,4	10,9	11	11,4	11,7	11,9	12,4	14,6
6,8	8,1	8,4	9	10,9	10,3	10,8	11	11,5	11,1	11,1	12,9
7,8	9	9,6	10,3	11,4	11,8	11,7	12,4	13	12,1	13,2	14,1
7,7	8,9	9,3	9,9	11,1	11,2	11,1	11,6	12	11,9	12	14
8	9,1	9,5	10,4	11,6	11,7	11,8	12,4	12,9	13	13,1	15,3
7,5	8,6	9,1	9,8	10,5	10,8	10,5	11,5	11,3	11,6	11,9	13,4
7,6	8,8	9,4	10,1	10,9	11,3	11,4	12,3	12,2	12,6	13	14,6
7,4	8,5	8,7	9,4	10,3	9,7	10,4	11,1	11,2	11,3	11,5	12,9
7,5	8,7	9	9,8	10,8	10,9	11,1	11,9	12,1	12,3	12,6	14,1
7,4	8,5	8,8	9,4	10,2	10,3	10,1	11	11,2	11	10,6	12,9
7,6	8,9	9,2	9,8	10,7	11,2	10,8	11,8	12,1	12	11,7	14,1
7,5	8,3	8,7	9,4	9,6	9,8	10,4	10,5	10,8	10,8	10,9	13,2
7,9	8,5	9	13,2	10	10,4	11,1	11,3	11,7	11,8	12	14,4
7,4	7,7	7,9	5,8	8,5	8,2	8,7	9,3	9	9,2	9,5	11,9
7,5	7,9	8,2	6,2	9	9,7	9,4	10,1	9,9	10,2	10,6	13,1

**Tableau 4. Mesures des hauteurs d'eau sur le modèle « A » pour  $\alpha = 0$ .**

Q( L/S )	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
0,189	0,5	0,8	0,8	1	1,1	1	0,9	1,3	1,3	0,8
0,333	1	1,1	1	1,3	1,5	1,3	1,4	1,6	1,4	1,2
0,426	1,1	1,5	1,4	1,6	1,8	1,7	1,8	1,8	1,6	1,5
0,563	1,8	2,1	1,8	2,1	2,1	2	1,8	2,2	1,8	2
0,766	1,9	2,3	2,2	2,5	2,5	2,4	2,5	2	2,3	2,2
1,015	2,1	2,8	2,5	3	2,8	2,7	2,8	3	2,7	2,8
1,653	3,2	3,8	3,5	4	3	2,5	3	3,8	4	3,2
1,852	4,3	3,3	2,5	4,2	4	3,6	3,5	3,3	3,5	4
2,041	5	3,5	3,3	5,6	4,8	6	5	4,5	3,6	4
2,667	5,5	3,7	4,2	5	4,3	5,3	4,1	5	4,6	4,5
3,225	6,3	4,3	4,5	5	5,8	4,7	6,5	5,5	5,5	4,6
3,773	7,2	4,6	5,5	4,8	7	4,8	6,1	5,1	6,2	4,3

**Tableau 5. Mesure des hauteurs sur le modèle (A) :  $\alpha=12,40^\circ$**

Q( L/S )	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
0,313	1	1,1	1	1,3	1,4	1,3	1,1	1,5	1,3	1,2
0,605	1,3	1,8	1,7	2	2,1	1,8	2	2,4	2	1,7
0,900	1,8	2,5	2,4	3	2,8	2,5	2,8	3,1	2,8	2,5
1,276	2,3	3,5	3,2	2,5	3	4	2,5	3	2	3
1,508	2,5	4	2,9	3	3	3,2	3,5	2,5	3	2,8
2,463	3,8	2,8	3	3,2	6,1	6,3	6	5,8	5,6	5,5
2,500	4,8	3,3	3,7	6	5	4,5	4	4,9	4	4,5
2,857	5	3,5	3,4	5,5	5,1	4	4,5	4	6	4,8
3,133	5,6	3,6	5	6,5	5,5	5,6	5	5,1	5,7	6
3,319	5,7	3,5	4,3	4	6	4,5	6	5,5	5,2	4,1
3,489	5,8	3,7	4,5	3,8	7	4,2	5	4,3	5,7	4,5
4,545	6,8	4,3	5,5	4,8	8	5	6	5	6	4,6

**Tableau 6. Mesure des hauteurs sur le modèle (A) :  $\alpha = 16,30^\circ$**

Q (L / S)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
0,239	0,9	1	0,9	1,1	1,1	1,3	1,2	1,5	1,4	1
0,477	1	1,5	1,4	1,8	1,8	1,9	1,5	2,5	1,8	1,5
0,679	1,5	1,9	2,5	1,5	3,3	2,4	2,3	3	2,5	2,5
1,093	2	3	3,2	3	2,9	3	2,5	3,4	2,9	3
1,121	2,2	4	2,2	3,9	3	3,1	2,7	3,8	3	4
1,414	2,6	4,5	5	4,5	5	4,3	4	4,2	3,8	4
1,470	4	2,6	3,5	3,7	5	3,5	4,6	4	3	2,6
2,258	4,3	3,3	4	3,9	4,5	3,3	3,5	3,1	5	3
2,482	4,8	3,6	4,2	4	4,6	3,7	3,8	3,5	3,7	3,8
2,842	5,3	3,8	4,5	5	6,1	4,2	5,5	4,5	6,5	5
2,903	5,5	4	4,4	6	6,3	4	4,8	4,3	4	3,8
3,587	6,3	4,1	5,8	5,7	6	4,5	4,3	4,5	5,5	4

**Tableau 7. Mesure des hauteurs sur le modèle (A) :  $\alpha = 22,50^\circ$**

Q(L / S)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
0,185	0,3	0,4	0,7	1	1,5	1,4	1	1,3	1	1,1
0,334	0,7	0,3	1,5	1,6	2	1,6	2	1,5	1,7	1,5
0,629	1,1	1,1	6	5	2,1	2	3,2	2	2,1	2
1,000	1,6	1,2	8,5	7,5	2,5	3	0,9	2,2	1,8	2,3
1,935	3,2	1,7	3	6,1	8,4	5,5	3,7	4	4,5	3,4
2,609	3,5	3	6,5	7,2	7,5	8,1	5	4,6	5,5	4
2,642	3,7	3,1	4	7,3	4,3	5	5,5	3,5	4	3,5
2,661	4,1	3	4,8	6,7	8	6	5	3	3,5	4
2,857	4,3	3,2	7	7,2	5	4,5	7	3,5	4	3
3,333	4,6	2,8	6	9	4,5	5	4,5	3,8	4,5	4
3,636	4,8	2,9	5,5	7	6	9,1	7	4,5	4,8	5
4,167	5,5	5,6	5,4	8	5,5	4,5	4,3	5	6	6,5

**Tableau 8 Mesure des hauteurs sur le modèle (A) :  $\alpha = 42,32^\circ$**

Q(L / S)	Hpr(cm)	Hpr(cm)	Hpr(cm)	Hpr(cm)	Hpr(cm)	Hpr(cm)	Hpr(cm)	Hpr(cm)	Hpr(cm)	Hpr(cm)
0,138	7	4,2	7,2	6,1	23,2	21,8	19,4	21,5	20	18,9
0,4	7,6	4,5	7,7	7,5	24	22,7	20,1	22,1	20,3	15,5
0,6	8	5,8	8,5	7,9	24,5	22,9	20,5	22,5	20,6	15,3
0,9	8,7	6,9	9,1	8,7	26	23,5	21,1	23	23,7	17,8
1,942	10,5	6,6	11,2	10	27	24,1	22	23,5	24,8	18,2
2,04	-3	-3,1	-3,4	-3,2	11,6	11	11,2	10,5	9,8	15
1,823	-2,8	-2,9	-3	-3,1	11,8	11,5	11,4	10,6	10,1	4
2,413	-2,4	-2,5	-2,8	-2,7	12,1	11,8	12,1	11	10,7	4,8
2,754	-2,2	-2	-2,4	-2,3	12,6	12,1	12,4	11,3	10,8	5
2,536	-1,8	-1,7	-2,2	-2,1	12,7	12,4	12,2	11,5	11	5,6
3,05	-1,9	-1,5	-1,6	-1,7	13,1	12,8	12,8	11,8	11,6	5,8
3,51	-1,4	0,4	0	-0,4	14,8	14	13,7	12,5	11,9	6

**Tableau 9. Mesure des pressions sur le modèle (A)  $\alpha = 0^\circ$**

Q ( l/s )	0,256(l/s)	0,282(l/s)	0,298(l/s)	0,4(l/s)	0,521(l/s)	0,571(l/s)	0,603(l/s)	0,683(l/s)	0,844(l/s)	1,205(l/s)	1,887(l/s)	2,381(l/s)
X ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )	H ( cm )
5,7	6,6	7	7,1	7,2	7,4	7,6	7,9	8,4	8,9	9,8	10,2	12,7
11,4	6,5	6,8	6,9	6,9	7,1	7,2	7,4	7,8	8,2	8,9	9,5	11,8
17,1	6,6	6,9	7	7,2	7,4	7,4	7,9	8,2	8,7	9,6	10,2	12,5
22,8	6,5	6,7	6,8	6,9	7,1	7	7,4	7,6	7	8,8	9,4	11,7
28,5	6,6	6,9	7	7,2	7,4	7,4	7,9	8,2	8,7	9,6	10,2	12,2
34,2	6,5	6,7	6,8	6,9	7,1	7	7,4	7,6	8	8,8	9,4	11,1
39,9	6,6	6,9	7	7,2	7,4	7,4	8	8,2	8,7	9,6	10,2	12,2
45,6	6,5	6,7	6,8	6,9	7,1	7	7,3	7,6	8	8,8	9,3	11,2
51,3	6,6	6,9	7	7,2	7,4	7,4	7,9	8,2	8,6	9,5	10,2	12,2
57	6,5	6,7	6,8	6,9	7,1	7	7,4	7,6	7,9	8,7	9,3	11,2
62,7	6,6	6,9	7	7,2	7,4	7,4	7,9	8,2	8,5	9,5	10,2	11,9
68,1	6,5	6,7	6,8	6,9	7,1	7	7,3	7,6	7,8	8,7	9,3	10,9
74,1	6,5	6,9	7	7,1	7,4	7,2	7,9	8,2	8,5	9,4	10	11,8
79,8	6,4	6,7	6,8	6,8	7,1	6,8	7,3	7,6	7,8	8,6	9,1	10,9
85,5	6,5	6,9	7	7,1	7,4	7,2	7,9	8,2	8,5	9,4	10	11,7
91,2	6,4	6,7	6,8	6,8	7,1	6,8	7,3	7,6	7,8	8,6	9,1	10,8
96,9	6,5	6,8	6,9	7	7,3	7,1	7,7	8	8,3	9,3	9,8	11,5
102,6	6,4	6,7	6,7	6,7	7	6,7	7,2	7,4	7,6	8,5	8,9	10,5
108,3	6,5	6,8	6,9	7	7,2	7,1	7,5	7,9	8,2	9,1	9,8	11,4
114	6,3	6,6	6,7	6,7	6,9	6,7	7	7,3	7,5	8,3	8,8	10,4
119,7	6,4	6,7	6,8	6,8	7,1	7	7,4	7,7	8	8,9	9,3	11,1
125,4	6,2	6,4	6,5	6,4	6,7	6,6	6,9	7,1	7,3	8,1	8,4	10,2
131,1	6,3	6,5	6,6	6,6	6,8	6,7	7,2	7,3	7,7	8,4	8,7	10,7
136,8	6,1	6,2	6,2	6,2	6,3	6,3	6,2	6,3	7	7,3	7,8	8,9
142,5	6,2	6,3	6,4	6,3	6,4	6,6	6,5	6,7	7,2	7,6	8,5	9,7

**Tableau 10. Mesure des hauteurs sur le modèle (B) :  $\alpha = 0^\circ$**



ANNEXE

Q(L / S)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
0,096	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,2
0,222	1,3	1,3	1,3	1,2	1,1	1,2	1,1	1,2	1,1	1,2	1,2	1,1	1
0,398	1,3	1,3	1,3	1,3	1,5	1,6	1,6	1,6	1,5	1,5	1,6	1,6	1,3
0,444	1,6	1,6	1,5	1,4	1,6	1,7	1,7	1,5	1,5	1,5	1,6	1,6	1,2
0,543	1,5	2	1,7	1,7	1,8	2	1,8	1,7	2	1,8	2	2	1,5
0,635	2	2,1	2	2	2,2	2,3	2	2	2,2	2	2,2	2,1	2,1
0,704	2	2,5	2,5	2,6	2,5	2,7	2,6	2,6	2,5	2,5	2,6	2,6	2,4
0,866	1,8	2,2	2	2,2	2,3	2,5	2,5	2,3	2,4	2,2	2,3	2,1	2
1,081	2,5	2,9	2,7	3,2	3,2	3,8	4	3,9	3,5	3,5	4,2	4,5	4
1,333	2,6	2,6	2,8	2,8	3,2	3,6	3,4	3,3	3,5	4	3,9	3,5	3,2
1,739	3,4	3	2,6	2,4	2,7	3,5	2,7	3,2	3,8	4	3,9	3,5	2,9
2,79	4,5	3,2	3,6	4	4,7	4	5	4,2	4,5	3,9	5,2	3,7	4,1

**Tableau 11. Mesure des hauteurs sur le modèle (B) :  $\alpha = 12.40^\circ$**

Q (L / S)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
0,08	0,5	0,5	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
0,169	0,8	0,9	0,9	1	1,1	1,2	1	1	1	0,8	1,2	1,3	1,2
0,227	0,5	0,7	0,6	0,7	1,1	1,2	1	0,9	0,9	0,8	1,1	2,1	1,9
0,37	1	1,4	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5	1,5	1,6	1,8	1,9	1,9	1,5
0,496	1,4	1,6	1,7	1,6	1,6	2	2,2	2	2	2,1	2,3	2,1	2
0,809	1,5	3,1	3	3,2	2,8	2,8	3,2	2,7	3,1	2,7	3	2,9	2,8
0,928	2	2,4	2,2	2,3	2,7	3	2,6	2,5	3,4	3	2,9	2,7	2,5
1,045	2,2	3	2,2	2,7	2,5	3	2,8	2,8	3	2,6	3,2	3,5	3
1,36	2,3	2,5	2,2	2,5	3	3,1	3	3,7	3,5	3	3,5	3,3	3,2
1,538	3	2,7	2,5	2,2	3	3,2	2,8	3,2	3,6	2,7	3,2	3,7	2,9
2	3,6	2,7	3	4,2	5	3,3	5,7	4,5	5	4,4	4,2	3,2	4,2
3,174	5,2	3,2	4,3	4	5,7	4,4	5,7	4,6	7	4,5	7,1	6,1	6,1

**Tableau 12. Mesure des hauteurs sur le modèle (B) :  $\alpha = 16.30^\circ$**

## ANNEXE

Q(L/S)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
0.305	0.7	0.6	0.6	0.7	1.3	1.5	1.7	1.3	1.6	1.2	1.6	1.6	1.3
0.572	1	1.2	1.7	1.6	1.8	1.8	2.2	2	2.3	1.8	2.4	2.0	2.2
0.770	1.5	2	2.8	2.5	2.2	3	2.5	2.5	2.7	2.5	2.2	2.8	3.5
1.178	2.4	2.5	3.5	3.5	2.5	2.6	2.6	2.8	3	2.4	3	3.2	2.5
1.338	2.5	2.5	2.2	3	6.5	3.5	2.7	3	3.7	3.5	5.2	7	4
1.481	2.6	2.7	3.2	5.5	8	4.2	5.3	4.2	4	4.5	5	7.6	4.6
1.770	3.1	2.5	3.1	3.8	7.8	4.5	5	5.2	3.6	6.5	4.4	8.2	5.5
2.000	3.7	3.2	4.6	3.7	7.5	4	5.5	3.5	4.5	6.2	4.5	8.2	6.5
2.500	4	3.1	4.5	4.4	9.2	4.2	5.5	5.1	4.2	6	3.9	8.1	5.2
2.632	4.3	3.2	4.2	4.1	8.5	4	6.2	4.5	4.2	5.5	6.2	8.2	5.2
2.778	4.5	3.2	4.6	4.2	8.7	5.5	6	4.6	4	6.2	6.4	8.1	6.5
3.175	5.1	4.1	4.2	3.7	8.6	5.2	5.7	5.2	3.6	4.2	5.5	9.2	7

**Tableau 13. Mesure des hauteurs sur le modèle (B)  $\alpha = 22.50^\circ$**

Q(L/S)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
0,1555	0,5	0,5	1,5	0,9	1,7	1,5	1,3	1,9	1,5	1,4	1,9	1,5	1,3
0,283	0,6	0,3	0,5	1,8	1,9	1,7	2	1,5	1,9	1,4	2,1	1,3	1,2
0,287	0,8	0,5	0,9	1,9	2	1,9	2,3	2,2	2,6	3,1	3,2	3	2,3
0,425	1,1	1,2	1,8	2,1	1,5	1	1,2	1,6	2,5	2,8	3,2	3,4	2,5
0,556	1,4	2	1,7	1,5	2	3,5	2	2,1	2,5	2,4	3,1	2,2	2,6
0,741	1,8	1,5	2,5	2,7	2,6	3,5	2,6	2,5	3	3,5	3	3,6	3,1
1,176	2,2	1,7	5,6	7	5	2	3,5	3,5	2,5	3,6	4,8	7,2	6,5
1,475	2,3	2,7	7,2	6,2	5,5	9,6	8,1	6,1	5,2	7,1	5,8	9,1	7,2
1,652	2,5	2,4	6,1	4	9,1	8,8	8,2	7,2	7,5	9	6,2	9,1	8,1
1,942	3,1	2,5	4,7	7,6	7,5	8,2	7,4	7,5	7,5	8,2	10	9,5	9,8
2,5	3,6	3	4	3	3,5	4	3,5	4	3,5	4	4	6	7
3	4,5	6,8	6	4,5	5	6	3,5	2,5	3	7	4	7	5

**Tableau 14. Mesure des hauteurs sur le modèle (B)  $\alpha = 39.80^\circ$**

Q ( L / S )	Hpr2(cm)	Hpr2(cm)	Hpr4(cm)	Hpr4(cm)	Hpr 6(cm)	Hpr 6(cm)	Hpr 8(cm)	Hpr 8(cm)	Hpr10(cm)	Hpr10(cm)	Hpr12(cm)	Hpr12 (cm)
0,256	10,6	10,6	10,6	10,4	10,4	10,2	10,2	10,6	10,1	10	9,5	9,1
0,282	10,5	10,5	10,3	10,3	10,1	10	9	7,3	8,8	8,3	8,3	8,2
0,298	10,8	10,8	10,7	10,6	10,6	10,6	5,5	10,3	10,1	10	9,1	9,1
0,4	10,7	10,7	10,6	10,6	10,5	10,5	10,5	8,8	10,2	10	9,5	9
0,421	11,2	11,2	11,2	11,1	11	10,8	6,1	10,7	10,4	10,4	9,8	9,2
0,571	12,1	12,2	12,1	12	11,8	11,7	6,5	11,1	10,7	10,7	10	9,5
0,603	11,1	11,1	11	10,9	10,8	10,6	10,6	9,1	10,3	10,2	9,6	9,1
0,683	12,1	12,1	12	11,8	11,7	11,5	6,8	11,3	11	11	10,2	9,5
0,844	12,4	12,5	12,5	12,2	12,1	11,9	7,2	11,8	11,5	11,3	10,5	9,8
1,205	13	13,2	13,3	13	12,9	12,6	7,6	12,4	12,2	12,1	11,2	10,3
1,887	13,5	14	13,8	13,5	13,5	13,1	8,2	12,9	12,7	12,5	11,9	11
2,381	14,5	15,6	16	15,6	15	14,7	10	14,7	14,2	14,3	13,4	11,5

Tableau 15. Mesure des pressions sur le modèle B .  $\alpha = 0^\circ$

## ANNEXE

Q	0,097	0,314	0,328	0,48	0,578	0,741	0,807	1,034	1,404	1,778	1,972	3,399
X(cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
2,3	4,8	6	6,2	6,7	7,1	7,6	7,6	8,4	9	10	10,7	13
7	4,7	5,9	6	6,5	7	7,3	7,3	7,9	8,6	9,4	9,7	12
9,3	5	6,1	6,1	6,6	7,1	7,5	7,6	8,2	8,9	9,8	10,1	12,5
14	4,9	5,9	6	6,5	6,9	7,2	7,2	7,9	8,6	9,4	9,7	11,9
16,3	5	6	6,1	6,6	7	7,4	7,5	8,2	8,9	9,8	10,1	12,3
21	4,9	5,9	5,9	6,4	6,8	7,1	7,1	7,8	8,6	9,3	9,6	11,8
23,3	5	5,9	6	6,5	6,9	7,3	7,4	8,1	8,9	9,7	10	12,2
28	4,7	5,8	5,9	6,3	6,8	6,9	7	7,8	8,6	9,2	9,5	11,7
30,3	4,8	5,9	6	6,4	6,9	7,1	7,3	8,1	8,9	9,6	9,9	12,4
35	4,7	5,8	5,9	6,1	6,7	6,9	7	7,8	8,5	9,2	9,5	11,9
37,3	4,8	5,9	6	6,2	6,8	7,1	7,5	8,1	8,8	9,6	9,9	12,3
42	4,7	5,7	5,9	6	6,6	6,8	6,9	7,6	8,4	8,7	9,5	11,9
44,3	4,9	5,8	6	6,4	6,7	7	7,2	7,9	8,7	9,1	9,9	12,3
49	4,7	5,6	5,8	6,1	6,4	6,7	6,8	7,6	8,6	8,8	9,8	11,7
51,3	4,8	5,7	5,9	6,2	6,5	6,9	7,6	7,9	8,9	9,7	10,1	11,6
56	4,7	5,6	5,8	6,1	6,3	6,7	6,8	7,5	8,3	8,7	9,1	11,5
58,3	4,9	5,7	5,9	6,3	6,4	6,9	7,1	7,8	8,6	9,1	9,5	11,7
63	4,7	5,6	5,8	6	6,3	6,7	6,8	7,4	8,2	8,7	9,3	11,1
65,3	4,8	5,7	5,9	6,1	6,4	6,9	7,1	7,7	8,5	9,1	9,7	11,6
70	4,7	5,5	5,8	5,9	6,3	6,7	6,3	7,3	8,1	8,4	8,9	11,2
72,3	4,8	5,6	5,9	6	6,4	6,9	6,6	7,6	8,4	8,8	9,3	11,6
77	4,5	5	5,2	5,6	5,8	6	6,2	6,8	8,1	7,9	8,4	10,6
79,3	4,6	5,1	5,3	5,7	5,9	6,2	6,5	7,1	8,4	8,3	8,8	11,1
84	4,2	4,8	4,8	5,2	5,3	5,8	5,9	6,8	7	7,8	7,8	9,4
86,3	4,3	4,9	4,9	5,3	5,4	6	6,2	7,1	7,3	8,2	8,1	9,8
91	3,9	4,6	4,5	4,8	5	5,2	5,3	5,7	6,3	6,5	7	8,3
93,3	4	4,7	4,6	4,9	5,1	5,4	5,6	6	6,6	6,9	7,4	8,9
98	3,7	4	4,1	4,4	4,7	4,7	4,7	5,6	5,5	5,5	5,8	7,1
100,3	3,8	4,1	4,2	4,5	4,8	4,9	5	6,6	5,8	5,9	6,2	7,6

Tableau 16 . Mesure des hauteurs sur le modèle (C) :  $\alpha = 0^\circ$

## ANNEXE

Q(L/S)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
0,129	1,1	1,1	1	0,8	0,8	0,7	0,6	0,6	0,3	0,6	0,6	0,6	0,6	0,8	0,9
0,206	1,3	1,2	1	0,9	0,8	0,7	0,7	0,8	0,5	0,5	0,6	0,8	0,8	0,9	1
0,383	1,5	1,5	1,4	1,5	1,6	1,5	1,2	1,2	1,1	1,1	1,3	1,1	1,2	1,1	1,5
0,625	1,9	1,7	1,6	1,7	1,7	1,5	1,4	1,7	1,3	1,5	1,6	1,7	1,8	1,8	1,9
0,847	3	1,9	1,8	2	2,5	1,9	1,7	1,7	1,5	1,7	2	1,8	2,1	1,8	2
1,105	3,7	2,4	2	2,8	2,6	2,5	2,5	2	1,8	2,5	2,6	2,4	2,7	2,4	2,9
1,307	4,2	2,9	2,5	2,9	2,8	2,6	2,6	2,4	1,9	3	2,5	2,8	2,5	2,5	3
1,481	5,3	3,4	3	3,5	2,8	2,8	2,5	2,5	2,4	2,7	2,7	3	2,6	3,5	3,2
1,818	5,6	4,1	3,5	3,8	3,3	3,5	3,2	3,2	2,8	3,5	3,4	3,1	2,7	3,7	3,5
1,942	6	4,5	3,6	3,9	3,6	3,5	3,3	3,5	3	3,5	3,6	3,5	3,1	3,8	4
2,222	6,5	4,6	4	4,2	4	3,6	3,4	3,7	3,2	3,6	3,8	3,1	3,6	3,8	4,2
2,703	8,1	6,3	5,2	5,3	4,7	4,3	3,8	4	4	3,8	4,2	5	4,4	4	4,2

tableau 17 .Mesure des hauteurs sur le modèle (C) :  $\alpha = 12.40^\circ$

Q(L/S)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
0.145	0.1	1.0	1.0	0.9	0.9	0.8	0.6	0.7	0.3	0.7	0.9	0.8	0.8	0.9	1.2
0.204	1.1	1.0	1.1	1.0	1.0	1.0	0.7	1.0	0.7	0.8	1.0	0.8	0.9	1.0	1.3
0.330	1.3	1.5	1.4	1.4	1.6	1.3	1.1	1.2	1.2	1.3	1.4	1.1	1.3	1.4	1.6
0.493	1.2	2.1	1.3	2.0	1.7	1.3	1.4	1.4	1.3	1.5	1.6	1.5	1.4	1.5	1.7
0.681	1.7	1.6	1.3	2.5	1.8	1.8	1.5	2.0	1.4	2.5	1.8	2.0	1.5	1.7	2.0
0.953	2.4	2.0	1.5	2.7	2.2	1.9	2.7	2.1	1.5	2.5	2.2	2.3	2.5	2.4	2.5
1.243	3.1	2.6	2.2	2.7	2.3	2.7	1.8	2.7	2.4	3.0	2.7	2.8	2.6	2.8	2.0
1.528	3.8	3.3	2.5	3.5	2.7	2.8	2.5	2.5	2.4	3.1	3.5	2.3	2.5	3.1	3.0
1.771	4.6	3.7	3.5	3.7	3.4	3.2	2.6	3.0	2.5	3.2	3.1	3.1	2.7	3.5	3.6
2.063	5.2	4.4	3.7	3.8	3.5	3.5	2.8	3.8	3.0	3.0	3.6	3.4	2.8	3.6	3.7
2.501	5.7	4.7	4.0	3.8	3.8	3.5	3.0	3.7	3.5	3.4	3.8	3.5	2.9	4.0	3.8
3.808	7.0	6.5	5.5	4.9	5.2	5.0	4.1	4.0	3.8	3.8	5.0	4.6	4.5	3.8	4.5

tableau 18 .Mesure des hauteurs sur le modèle (C) :  $\alpha = 16.30^\circ$

## ANNEXE

Q(L/S)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
0.189	0.1	1.1	1.1	1.0	1.2	1.0	0.8	0.9	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.5	1.9
0.323	1.0	1.3	1.4	1.6	1.7	1.5	1.3	1.3	1.2	1.5	1.7	1.3	1.5	2.0	2.5
0.409	1.1	1.6	1.8	1.6	1.8	1.7	1.4	1.6	1.3	1.5	1.8	1.5	1.6	1.8	2.0
0.542	1.4	2.1	1.9	2.2	2.2	1.8	2.0	1.7	1.4	2.0	1.9	1.6	1.9	1.5	2.7
0.861	2.0	1.7	1.3	2.8	3.0	2.4	2.1	1.8	1.6	2.5	2.1	1.8	2.0	1.8	1.5
1.839	2.7	2.2	1.8	2.4	2.5	3.2	2.2	2.7	2.0	2.2	2.7	3.2	1.8	2.6	2.0
2.051	3.0	2.6	2.5	3.0	2.8	3.0	2.4	2.5	2.2	2.3	2.6	2.4	2.0	2.7	2.6
2.439	3.5	3.2	3.1	3.5	3.3	3.2	3.1	3.0	2.5	2.7	3.2	3.3	2.8	2.9	3.5
2.667	3.9	3.5	3.4	3.7	3.6	3.0	2.8	3.1	2.8	2.9	3.2	3.0	2.6	3.2	3.0
3.030	4.2	4.0	3.8	3.5	4.0	3.8	3.0	3.5	3.5	3.0	4.1	3.7	2.8	3.6	3.2
3.509	5.6	5.5	4.5	3.9	4.2	3.9	3.8	3.4	3.2	3.1	3.5	3.2	3.1	3.5	3.5
4.444	7.1	7.2	5.4	5.0	5.3	4.0	3.9	4.1	3.5	4.1	3.8	4.5	4.0	3.5	3.8

Tableau 19 . Mesure des hauteurs sur le modèle (C) :  $\alpha = 22.50^\circ$ 

Q(L/S)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)	H (cm)
0.163	0.9	1.0	1.1	1.0	3.0	0.6	0.5	0.5	0.8	0.8	1.0	0.7	0.5	0.8	1.0
0.317	1.0	0.7	1.5	0.5	2.0	3.0	2.0	1.5	2.0	0.7	1.2	1.5	1.3	1.0	1.5
0.576	1.1	1.0	1.1	1.0	1.4	1.4	1.2	1.5	1.3	1.5	1.5	1.4	0.7	1.1	1.0
0.862	1.2	1.4	0.8	1.1	1.0	0.9	1.5	2.0	2.5	2.6	2.6	2.9	0.9	1.5	1.1
0.930	1.5	0.7	1.0	1.2	1.5	1.9	0.2	1.5	3.5	4.0	1.9	1.9	1.5	0.8	1.0
1.242	2.0	1.5	2.0	1.9	1.7	1.7	1.0	1.7	2.4	2.0	1.8	2.5	2.0	2.4	2.5
1.942	2.5	1.9	3.5	5.0	4.0	4.0	2.1	2.0	2.3	3.0	2.8	3.0	2.6	3.0	2.8
2.273	4.0	2.5	2.3	3.5	4.1	5.0	5.0	3.5	3.0	2.5	1.5	2.1	2.5	2.6	2.7
3.036	4.2	6.0	5.0	4.5	5.0	5.0	5.2	4.5	3.5	3.0	2.0	2.5	2.6	3.0	2.0
3.136	5.5	8.0	8.6	7.0	4.0	4.0	4.2	3.0	4.2	3.8	4.0	2.5	2.3	2.5	2.5
4.026	5.6	8.3	8.7	8.0	7.5	3.0	4.0	3.8	5.5	3.9	5.0	4.0	2.5	2.7	2.6
4.838	6.5	7.0	7.5	9.0	8.9	8.2	3.9	3.5	5.0	4.0	7.8	6.0	4.3	4.0	3.0

Tableau 20. Mesure des hauteurs sur le modèle (C) :  $\alpha = 42.40^\circ$

Q ( L / S )	Hpr2(cm )	Hpr2'(cm)	Hpr4(cm)	Hpr4'(cm)	Hpr6(cm)	Hpr6'(cm)	Hpr8(cm)	Hpr8'(cm)	Hpr10(cm)	Hpr10(cm)	Hpr12(cm)	Hpr12(cm)	Hpr14(cm)	Hpr14(cm)
0,097	4,7	0,5	6	4	5	1,9	6,1	4,7	5,7	1,4	4	1	1,5	5,2
0,314	5,4	0,7	6,3	5,1	5,8	2,5	6,3	5,2	6,5	2	4,6	1,9	1,9	5,9
0,328	6,2	6,3	6,4	6,5	6,5	6,3	6,7	6,7	6,6	6,8	6,5	6,9	6,3	6,8
0,46	6,7	6,7	6,9	7	7	6,8	7	7,1	6,8	7,1	6,7	7,1	6,5	7
0,576	7	7	7,1	7,2	7,1	7	7,2	7,3	7,1	7,4	6,9	7,4	6,6	7,2
0,741	7,3	7,4	7,4	7,6	7,6	7,4	7,8	7,7	7,4	7,7	7,2	7,8	6,8	7,5
0,807	7,5	7,5	7,4	7,6	7,6	7,4	7,7	7,6	7,4	7,8	7,2	8,1	6,8	7,5
1,034	8,3	8,2	8,1	8,4	8,2	7,9	8,4	8,5	8	8,4	7,8	8,5	7,1	7,9
1,404	9,1	9	9	9,3	9,1	8,7	9,2	9,2	8,6	9,2	8,5	9,1	7,4	8,4
1,778	9,7	9,5	9,6	10	9,6	9,3	9,7	9,8	9,3	9,8	9,7	8,8	7,7	9
1,972	10,2	9,8	9,8	10,4	10,1	10	9,8	10,3	10,2	9,7	10,5	9,3	10,3	9,7
3,399	12	11,3	12,3	12,2	13	12,2	12,1	12,8	12	12,7	11	12,7	9,5	11,7

Tableau 21. Mesure des pressions sur le modèle (C) :  $\alpha = 0^\circ$

**Tableau 22. Relevé expérimental du point d'inception**

Modèle B	
q ( l/s/ml )	37.500
$\alpha$ ( degré )	39.80
h( cm )	8
$L_f$ ( cm )	56.9
$d_f$ ( cm )	3.20

Modèle C								
q(l/s/ml)	47.421	66.807	35.982	42.789	46.789	53.158	61.561	77.965
$\alpha$ (degré)	12.40	16.30	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50
h( cm )	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7
$L_f$ ( cm )	91	62.8	65.0	72.1	78	86.1	93.6	-----
$d_f$ ( cm )	1.30	2.20	3.10	3.20	3.50	3.70	4.0	-----

Modèle C						
q(l/s/ml)	34.070	39.877	53.263	55.017	70.631	84.877
$\alpha$ (degré)	42.40	42.40	42.40	42.40	42.40	42.40
h( cm )	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7
$L_f$ ( cm )	54.50	62	72.40	76.30	91.20	100.8
$d_f$ ( cm )	2.90	3.10	3.70	3.80	4.30	4.90



# BIBLIOGRAPHIE

## **BIBLIOGRAPHIE**

- [1] **H. CHANSON.**  
Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes.  
*« Journal of Hydraulic research, vol. 32, N°2 ( 1994 ) »*
- [2] **H. CHANSON.**  
Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways.  
*« Edition Pergamon ( 1994 ) »*
- [3] **H. CHANSON.**  
Prediction of the transition nappes / skimming flow on a stepped channel  
*« Journal of Hydraulic research, vol. 34, N°3 ( 1996 ) »*
- [4] **C. CHRISDOULOU.**  
Energy dissipation on stepped spillways.  
*« Journal of Hydraulic engineering, vol. 119, N°05 ( 1993 ) »*
- [5] **J. DIEZ - CASCON , J. LBLANCO, J. REVILLA & R. GARCIA.**  
Studies on the Hydraulic behaviour of stepped spillways.  
*« Water Power and Dam Construction ( 1991 ) »*
- [6] **A. GOUBET.**  
Evacuateurs de crues en marches d'escalier.  
*« La Houille Blanche N°2/3 ( 1992 ) »*
- [7] **L. PEYRAS, P. ROYET, G. DEGOUTTE.**  
Ecoulement et dissipation sur les déversoirs en gradins de gabions.  
*« La Houille Blanche N°1 ( 1991 ) »*

- [8] **M. SORENSON.**  
Stepped spillways hydraulic model investigation.  
*« Journal of Hydraulic engineering, vol. 111, N°12 ( 1985 ) »*
- [9] **D. STEPHENSON.**  
Energy dissipation down stepped spillways.  
*« Water Power and Dam Construction ( 1991 ) »*
- [10] **N. RAJARATNAM.**  
Skimming flow in stepped spillways.  
*« Journal of Hydraulic engineering, vol. 116, N°4 ( 1990 ) »*
- [11] **M. VERCHEVAL.**  
Contribution à l'étude expérimentale de l'écoulement sur les évacuateurs à marches.  
*« P.F.E Université de Liège ( 1992 ) »*