

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—«00»—

MINISTERE AUX UNIVERSITES

—«00»—

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

—«0»—

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

—«00»—

THESE DE MAGISTER

Présentée par : M. BESSENASSE

en Juillet 1991

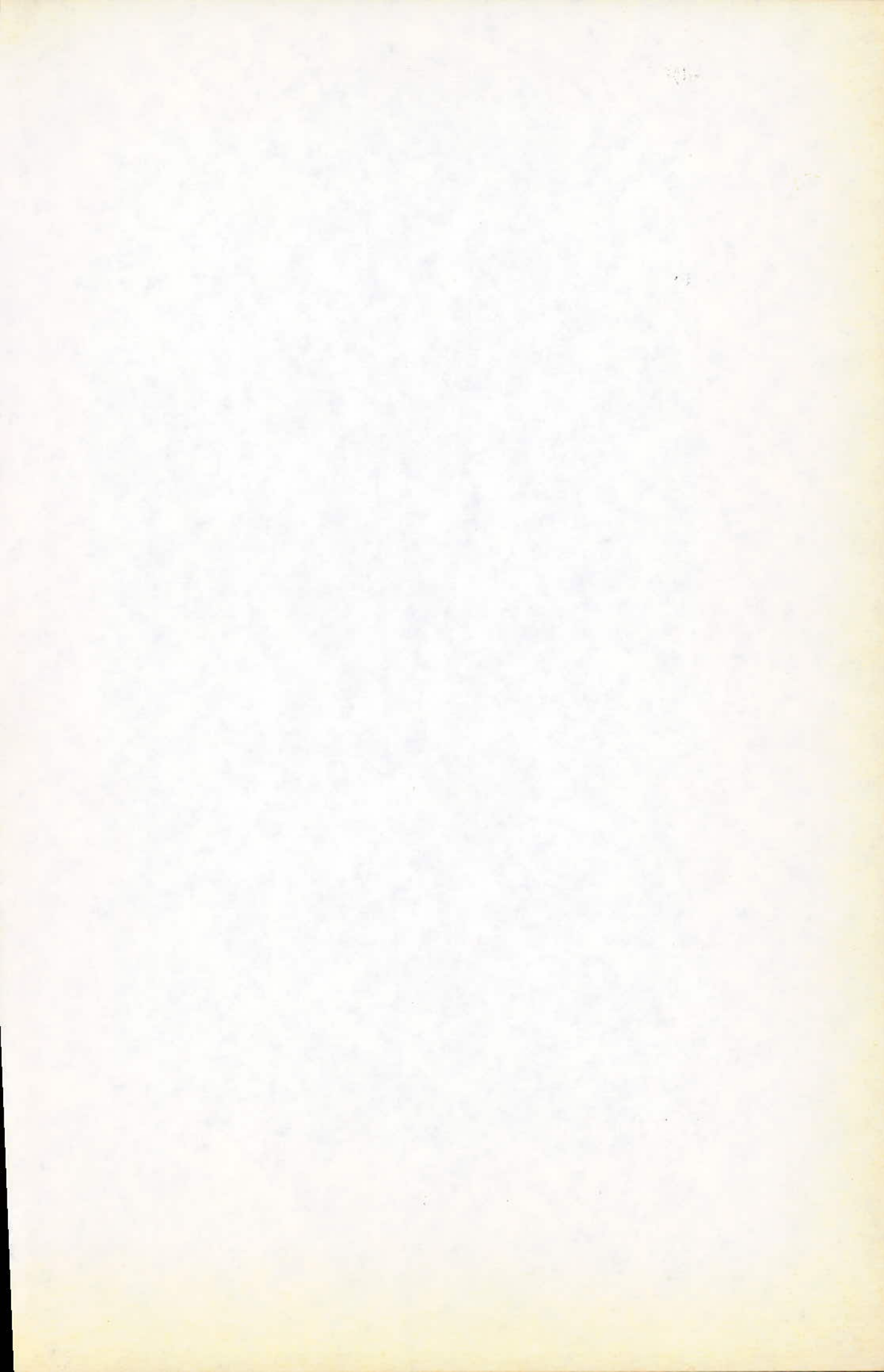
THEME

SOUTIRAGE PAR VANNES DE FOND

ETUDE HYDRAULIQUE ET PHYSIQUE

MEMBRES DE JURY :

Mr KETTAB, Maître de Conférence ..... Président  
Mr DUNG, Professeur ..... Examineur  
Mr NAKIB, Chargé de Cours ..... Examineur  
Mr BELEK, Chargé de Cours ..... Examineur  
Mr BERKANI, Chargé de Cours ..... Rapporteur  
Mr MATARI, Ministère de l'Équipement ..... Invité



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—«000»—

MINISTERE AUX UNIVERSITES

—«000»—

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

—«0»—

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

—«000»—

THESE DE MAGISTER

Présentée par : M. BESSENASSE

en Juillet 1991

THEME



SOUTIRAGE PAR VANNES DE FOND

ETUDE HYDRAULIQUE ET PHYSIQUE

MEMBRES DE JURY :

Mr KETTAB, Maître de Conférence ..... Président  
Mr DUNG, Professeur ..... Examineur  
Mr NAKIB, Chargé de Cours ..... Examineur  
Mr BELEK, Chargé de Cours ..... Examineur  
Mr BERKANI, Chargé de Cours ..... Rapporteur  
Mr MATARI, Ministère de l'Équipement ..... Invité



THESE DE MAGISTER

\*\*\*\*\*  
\* SOUTIRAGE PAR VANNES DE FOND : \*  
\* ETUDE HYDRAULIQUE ET PHYSIQUE \*  
\*\*\*\*\*

ETUDIE PAR : Mr BESSENASSE MOHAMED  
DIRECTEUR DE THESE : Mr BERKANI MILOUD

ملخص:  
في هذه الأطروحة، دراسة نظرية وتجريبية حول تمصير المياه العكرة بواسطة أسداد القمر الموجود بالطبقة السفلى. الدراسة النظرية تهدف إلى تعيين الشروط التي بها يتم تمصير جيد للماء العكر بالطبقة السفلى في سيلان ذو كثافتين ولقد من أجل ما بين (ثنائي البعد وثلاثي الأبعاد).  
الدراسة التطبيقية تمت على نموذج مصغر، حيث الظاهرة الأساسية للأرتفاع المدي للتمصير درست.

Résumé :

Dans la présente thèse, une étude théorique et expérimentale sur le soutirage par vanne de fond de l'eau turbide qui se trouve dans la couche inférieure a été réalisée

L'étude théorique consiste à déterminer les conditions, suivant lesquelles les conduites pourront soutirer efficacement la couche inférieure dans un écoulement à deux densités suivant deux cas (bidimensionnel et tridimensionnel).

L'étude expérimentale a été faite sur un modèle réduit, où le phénomène fondamental de la hauteur limite d'aspiration a été mis en évidence.

Abstract :

The present work consists the theoretical and experimental study on drawing out the turbid water lying in the lower layers, by using a system of valves situated at the bottom of the hydraulic structure. The theoretical study comprises of the determination of conditions underwhich the pipelines could draw of effectively the lower layer where the flow is composed due to the difference in dens lies into (two dimensional flow and three dimensional flow). The experimental study over a reduced model clearly showed the basic phenomenon of the height of suction.



\*\*\* DEDICACES \*\*\*

A mes parents

A mes soeurs

A mes frères

A toute ma famille

A tous ceux qui me sont chers

\*\*\* REMERCIEMENTS \*\*\*

A l'occasion de la présentation de cette thèse, il m'est particulièrement agréable d'exprimer à Monsieur BERKANI, mon Directeur de recherche, ma profonde gratitude pour la sollicitude avec laquelle il m'a guidé, pour les conseils efficaces qu'il m'a prodigués tous le long de ce travail.

J'exprime mes plus vifs remerciements à Monsieur KETTAB, Maître de conférence à l'E.N.P, qui a accepté de présider le jury de thèse, à Monsieur DUNG Professeur à Blida, Monsieur NAKIB chargé de cours à l'E.N.P, Monsieur BILEK chargé de cours à l'E.N.P pour avoir bien voulu faire partie du jury.

Je suis très heureux d'exprimer ma gratitude à Monsieur MATARI, cadre au Ministère de l'équipement pour avoir accepté d'être membre invité dans le jury.

J'adresse l'expression de ma profonde gratitude à Messieurs, REMINI maître assistant, DUNG Professeur, et BOUDJADJA Chargé de cours, pour avoir examiné avec toute l'attention voulu ce travail.

Je tiens tout particulièrement à remercier trois personnes: Monsieur BOUACHRIA, Technicien supérieur au laboratoire de l'ENSH pour l'aide considérable dans la partie expérimentale, Monsieur TAIBI Maître assistant qui m'a apporté son aide pour la présentation des courbes, Melle BOUABBA notre aimable secrétaire pour la frappe et les conseils pour la présentation de cette thèse.

Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de cette thèse.



**\*\*\*\* SOMMAIRE \*\*\*\***

	Page
Notations	
Préambule	1
Chapitre premier : Introduction	2
I.1. Données générales sur l'envasement des retenues en Algérie	2
I.2. Méthodologie	3
I.3. Buts et objectifs de l'étude	4
Chapitre deuxième: Situation des travaux de recherche en matière de lutte contre l'envasement	5
II.1. Mécanismes de l'envasement	5
II.1.1. Les apports solides aux retenues	5
II.1.2. Mécanismes de l'envasement	6
II.1.3. Etat général des Algériens envers l'envasement	10
II.2. Moyens de lutte contre l'envasement des retenues	10
II.2.1. Traitement du bassin versant et du lit majeur	10
II.2.2. Barrages de décantation	12
II.2.3. Surélévation des barrages	12
II.2.4. Les chasses à barrage vide	13
II.2.5. Dragages	14
II.2.6. Soutirage par vannes de fond	15
II.2.6.1. Principes	15
II.2.6.2. Le transport - approche	16
II.2.6.3. Le transport - dégrèvement	16
II.2.6.4. Dispositif	17



II.2.6.5. Barrage d'IGHIL EMDA	18
Chapitre troisième : Etude théorique	20
III.1. Introduction	20
III.2. Les bases du problème	21
III.3. L'aspiration limite	21
III.4. Notations	22
III.5. Etude théorique de l'écoulement à deux densités à travers une prise d'eau de soutirage	24
III.5.1. Schéma de calcul	24
III.5.2. Equation fondamentale	24
III.5.3. Débit à travers une prise d'eau qui aspire la couche inférieure.	26
III.5.4. La hauteur limite de l'interface	27
III.6. Facteurs physiques fondamentaux	29
III.7. Application de l'analyse dimensionnelle	29
III.7.1. Ecoulement bidimensionnel	29
III.7.2. Ecoulement tridimensionnel	30
III.8. Présentation des résultats	31
Chapitre quatrième: Etude expérimentale	33
IV.1. Introduction	33
IV.2. Description du dispositif expérimental	34
IV.3. Protocole expérimental et modalités de mesures	34
IV.3.1. Ecoulement bidimensionnel	34
IV.3.2. Ecoulement tridimensionnel	38
IV.3.3. Matériel et modalités des mesures expérimentales	38
IV.3.4. Résumé du protocole	38
IV.3.5. Analogie dans le modèle expérimental	39

Chapitre cinquième: Résultats expérimentaux et leurs analyses	40
V.1. Présentation des résultats	40
V.2. Position de l'interface le long du canal et commentaires	41
V.3. Variation de la vitesse de l'écoulement le long du canal et commentaires	43
V.4. Loi de la hauteur limite d'aspiration	44
V.5. Synthèse des résultats	45
V.6. Recommandations	46
Références	48
Annexe	



\*\*\*\* NOTATIONS \*\*\*\*

- \*  $\rho$  : masse volumique de l'eau turbide [ $\text{kg/m}^3$ ]
- \*  $(\rho - \Delta\rho)$  : masse volumique de l'eau claire ( $\text{kg/m}^3$ )
- \*  $h$  : la côte de l'interface où la vitesse d'approche est  $V$  [m]
- \*  $H$  : la côte de l'interface à l'amont du canal [m]
- \*  $H_1$  : la côte de la surface libre [m]
- \*  $b$  : la distance du fond au plan de référence [m]
- \*  $D$  : diamètre de l'orifice [m]
- \*  $d$  : densité de l'eau
- \*  $a$  : Hauteur de passage de la fente [m]
- \*  $g$  : accélération terrestre [ $\text{m/s}^2$ ]
- \*  $g'$  : accélération réduite [ $\text{m/s}^2$ ]
- \*  $Q$  : débit [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]
- \*  $q$  : débit linéaire [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
- \*  $\epsilon$  : degrés d'abaissement de la hauteur d'eau
- \*  $\alpha$  : coefficient qui tient compte de la répartition de la vitesse
- \*  $l$  : longueur de la fente



### \*\*\* PREAMBULE \*\*\*\*

L'envasement des retenues de barrage en ALGERIE, atteint des volumes élevés et pose ainsi de graves problèmes. On peut de façon très schématique, distinguer dans la lutte contre l'envasement des retenues deux aspects: prévention et dévasement.

Dans certains cas, on peut tirer profit de la présence d'un courant de densité pour éviter le dépôt des sédiments fins dans la retenue. Il faut alors prévoir des organes de soutirage spécifiques.

Dans le cas où le courant de densité chemine jusqu'au barrage, il est possible de le soutirer et d'évacuer ainsi une partie des sédiments fins entrant dans la retenue.

Les résultats les plus probants à cet égard ont été obtenus dans certaines retenues Algériennes. Pour ces retenues, les courants de densité sont la principale cause de l'envasement. Ce phénomène y revêt une ampleur exceptionnelle : courants de densité dont la concentration dépasse habituellement 100 g/l . Au barrage d'IGHIL EMDA, premier grand barrage doté d'organes spéciaux de soutirage, on évacue en dix jours par an, 50% des sédiments fins apportés annuellement dans la retenue, ce qui est considérable. Ces organes spéciaux d'évacuation des courants de densité sont constitués par un ensemble de vannettes de petit diamètre (40cm à l'IGHIL EMDA) situé en partie basse du barrage [2].

Chapitre premier

# **INTRODUCTION**



### 1. 1 Données générales sur l'envasement des retenues en ALGERIE

La majorité des bassins d'accumulation en ALGERIE est exposée aux activités intenses de sédimentation de substances en suspension, ce qui conduit à une réduction constante de leur précieux volume.

La plupart des retenues se comblent ainsi progressivement. A terme, cela compromet leur bon fonctionnement et leur rentabilité [1].

L'exemple du barrage de FERGOUG qui va être inefficace en l'an 2010 si le processus d'envasement n'est pas limité est très illustratif.

L'envasement des retenues de barrages en ALGERIE, atteint des volumes élevés et pose ainsi de graves problèmes. Il est principalement dû aux taux élevés de l'érosion sur les bassins versants de ces barrages et à la sous-estimation des quantités de sédiments susceptibles de se déposer.

Face à ce problème, il existe plusieurs moyens de lutte. Nous citons quelques techniques parmi les plus utilisées :

- 1 - Traitement du bassin versant et du lit majeur;
- 2 - Barrages de décantation;
- 3 - Surélévation des barrages;
- 4 - Dragages;



5 - Le soutirage par les conduites de fond munies de vannes.

Cette dernière technique constitue l'objet de notre étude.

Le soutirage par les conduites de fond munies de vannes est un moyen simple économique; et cette technique appliquée au barrage d'IGHIL - EMDA a donné des résultats probants dont la mesure ou elle a permis de récupérer 50% de la capacité de la retenue [9].

## I.2 Méthodologie

La compilation des documents relatifs au sujet a permis de constater notamment l'inéfficacité de plusieurs méthodes de dévasement. Dans ce domaine, chaque méthode ne peut être appliquée efficacement qu'après compilations de toutes les informations nécessaires à la constitution d'une méthodologie appropriée permettant d'aborder rationnellement le problème de l'envasement spécifiquement à chaque cas.

Ce travail présente deux volets étroitement liés.

- Le premier concerne la mise en évidence d'une étude théorique qui a pour but de déterminer les conditions, suivant lesquelles les conduites munies de vannes de fond pourront soutirer efficacement.

- Le deuxième concerne l'étude expérimentale.

Dans une première phase, nous avons considéré le cas d'un écoulement bidimensionnel, nous avons effectué des mesures en écoulement plan par aspiration de la couche inférieure au

moyen d'une fente tenant toute la largeur du canal. Lors de cette étape, nous avons considéré plusieurs positions de la fente par rapport au fond.

Dans une deuxième phase, nous avons considéré l'écoulement tridimensionnel et l'aspiration de la couche inférieure a été effectuée au moyen d'un orifice circulaire percé dans une paroi verticale.

Nous avons utilisé deux orifices et travaillé avec plusieurs densités.

La variation de densité visait l'identification d'une hauteur limite d'aspiration de la couche inférieure, la détermination des lois auxquelles elle obéit et enfin le dimensionnement des conduites de fond.

### I.3 Buts et objectifs de l'étude :

Dans le présent travail, nous nous sommes fixés les buts suivants:

- 1 - Tirer les lois permettant le calcul des conditions de l'écoulement à deux densités d'une part, et d'autre part l'aspiration d'une seule couche, en d'autres termes un soutirage selectif.
- 2 - Etudier les paramètres qui influent sur le débit et le dimensionnement des conduites de fond munies de vannes.
- 3 - Faire des recommandations de calculs et de l'emploi des conduites de fond du soutirage dans la pratique.



Afin d'évaluer les différentes mesures de maîtrise de l'envasement, il est nécessaire de comprendre le mécanisme du transport des sédiments à travers les retenues.

### II.1. Mécanismes de l'envasement :

#### II.1.1 Les apports solides aux retenues

Les eaux des cours d'eau transportent les sédiments sous deux formes :

- Par charriage;
- En suspension .

Le charriage est un transport de fond par roulement ou saltation qui intéresse les matériaux grossiers (sables, graviers et galets).

Le transport en suspension intéresse les sédiments fins (sables fins, silts et argiles).

Ces matières solides proviennent essentiellement de l'érosion des bassins versants d'origine essentiellement au ruissellement des eaux de pluie. On comprend donc les matières solides ne sont pas apportées de façon continue toute l'année mais essentiellement lors des crues les concentrations d'éléments en suspension des rivières, d'environ 2g/l en moyenne, atteignent fréquemment 20g/l en crue [2]. Cette valeur, multipliée par le débit liquide montre que les débits solides transportés en suspension lors des crues seront

couramment cent (100) fois plus élevés qu'en temps normal. C'est en négligeant cette remarque qu'on a parfois sous-estimé l'envasement par le passé.

La sédimentation dans les retenues est d'ue au piégeage de ces sédiments de rivière dans les eaux calmes du lac.

Le mécanisme de l'alluvionnement des retenues revêt des formes assez diverses en raison de la multiplicité des types de retenue.

### II.1.2 Mécanismes de l'envasement

#### **a) Comportement des sédiments grossiers**

Les eaux de rivières arrivant dans les eaux calmes de la retenue sont freinées dans la zone du remous, qu'on peut en général caractériser par la présence d'objets flottants. Elles perdent là leurs matériaux grossiers, qui vont former un delta en queue de retenue. Ce delta, de surface limitée mais de hauteur relativement grande, présente une pente raide ( talus naturel des sédiments ) à sa limite aval plus douce à sa surface. Il s'étend en amont de la limite des eaux calmes en réhaussant les lignes d'eau à l'amont, et avance vers le barrage avec le temps au fur et à mesure des apports. Ce mécanisme est représenté à la figure II.1.

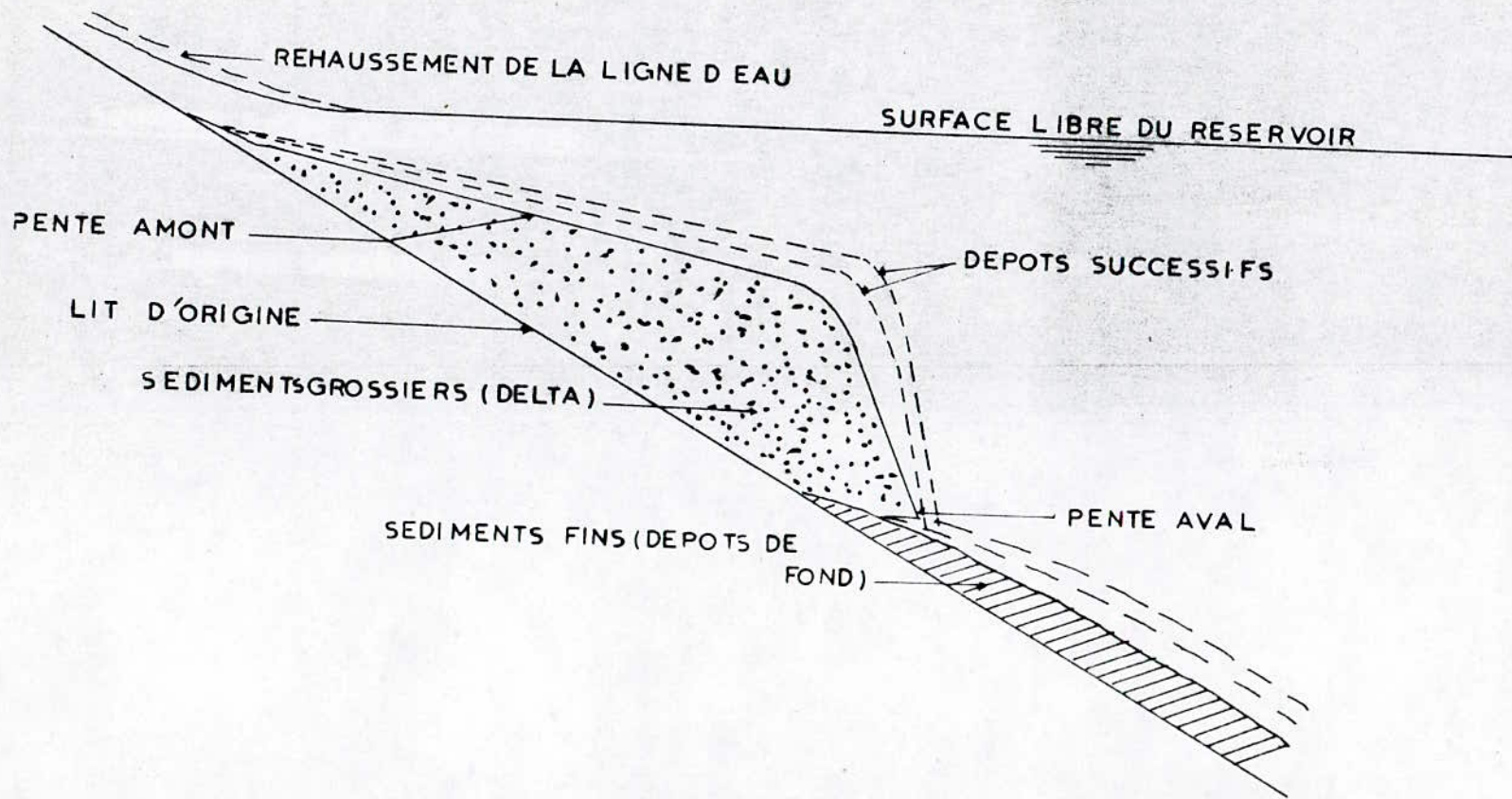
#### **b) Comportement des sédiments fins (voir figure II.2)**

Les sédiments fins peuvent se comporter suivant M DUQUENOIS de deux façons :

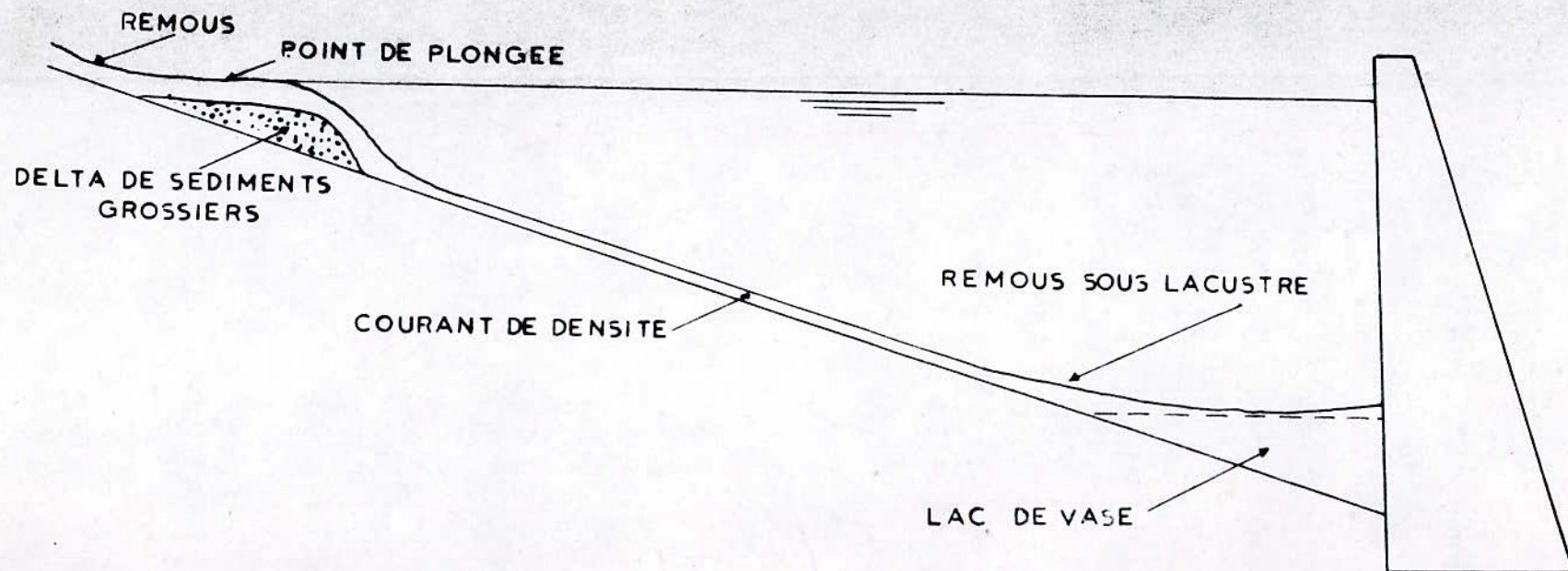
1 - Si un courant de densité s'est formé, il peut sous



COMPORTEMENT DES SEDIMENTS GROSSIERS FIG: r-1



COMPORTEMENT DES SEDIMENTS FINS FIG: II-2





certaines conditions hydrauliques s'écouler au fond de la retenue ( dans l'ancien lit de la rivière ) et transporter les vases jusqu'au pied du barrage. Elles s'accumulent en l'absence du soutirage de fond, en formant un lac de vase d'un volume qui peut être très important .

Dans le lac de vase, les particules sédimentent et les couches les plus profondes sont les plus chargées. Les nouveaux apports en eaux chargées se comportent donc comme un courant de densité intermédiaire " interflow " et leur régime tend à devenir laminaire.

2 - Si le courant de densité ne s'est pas formé, les sédiments fins sont tributaires de la gravité, de la turbulence et des écoulements dans la retenue. Les particules argileuses de taille inférieure à 2 microns ont une vitesse de chute très faible à l'état individuel qui les empêcherait de sédimenter. Mais en général la salinité des eaux lacustres est suffisante ( 0.5g/l ) pour produire la floculation de ces particules. Les flocons ainsi formés ont une vitesse de chute beaucoup plus importante ( 0.1 mm/s ) et décantent aussi rapidement que les silts.

Une fois déposées au fond, les vases susceptibles de former des coulées boueuses vers les parties les plus basses de la retenue. Lorsqu'elles seront stabilisées et en l'absence de mouvements importants dans la retenue, les dépôts vont se consolider en se débarrassant de leur eau intersticielle. On observe de grandes disparités dans la vitesse de consolidation

des vases argileuses. Elle dépend à la fois du milieu aqueux, de la nature minéralogique des argiles et de l'histoire des contraintes. Les deux premiers facteurs déterminent les forces physico - chimiques des complexes sol - eau, qui sont responsables du comportement mécanique des vases.

### II.1 - 3 Etat général des barrages ALGERIENS envers l'envasement

voir le tableau page 11

### II.2 Moyens de lutte contre l'envasement des retenues :

Les moyens de lutte contre l'envasement des retenues sont très variés. Les mesures qu'on va citer, ne peuvent être utilisées efficacement que dans certaines conditions.

#### II.2.1 Traitement du bassin versant et du lit majeur :

Cette question déborde le sujet de cette étude. Notons simplement que des dispositions appropriées de conservation des sols sont de nature à diminuer fortement l'apport en sédiments, notamment pour les retenues à bassin versant, peu étendu. Ces dispositions sont essentiellement le reboisement, l'amélioration des pratiques agricoles et l'aménagement du cours d'eau à l'amont (petits écrêteurs de crue, seuil dans les ravines .....). Pour les retenues du grand bassin versant, ce type de mesure est souvent d'un coup dépassant largement le gain d'exploitation de la retenue qui en résulterait [2].

Donc, l'essentiel de cette méthode est d'empêcher les



ETAT GENERAL DES BARRAGES ALGERIENS (ENVERS L'ENVASMENT) [10]

BARRAGE	ANNEE MISE EN EAU	CAPACITE INITIALE (HM <sup>3</sup> )	CAPACITE 1986 (hm <sup>3</sup> )	VOLUME ENVASSE (hm <sup>3</sup> )	Taux d'ENVA (%)	UTILISATION ENVA 1990	ENVA 2010
BEN .BAHDEL	1940	63	56,3	6,5	10	AEP-IRR 7,38	11,78
MEFROUCHE	1963	15	14,6	0,4	2	IRR-AEP 0,4	0,74
BOUHANAIFIA	1944	73	51,6	21,4	29,3	AEP-AEI-IRR 23,72	35,32
FERGOUG	1871 (1970)	18	3,9	14,1	78,3	AEP-AEI-IRR 14,1	30,70
BAKHADA	1936 (1963)	56	45,1	10,9	19,3	AEP-IRR 12,4	21,70
SMBA	1978	235	225,6	9,4	4	IRR-AEP 14,76	41,76
OUED .FOUDDA	1932	228	132,7	95,3	42	IRR 102,22	136,82
BOUGHZOUL	1934	55	20	35	63,6	Decan/trans (Ghrif) 37,64	50,84
GHRIB	1939	280	165,6	114,4	40,9	IRR-AEP 123,92	171,52
MEURAD	1859	0,9	0,3	0,6	66,7	IRR -	-
HAMIZ	1879 (1935)	21	16,4	4,6	21,9	IRR-transf (KEDDARA) 5,12	7,72
ZARDEZAS	1979	31	20,2	10,8	34,8	AEP-AEI-IRR 15,12	36,72
K'SOUB	1939 (1977)	31	26,4	4,6	14,8	IRR 6,44	15,64
FOM .EL .GHEISS	1939	3	1,6	1,4	46,7	IRR 1,4	2
FOM .EL .GHERZA	1950	47	26,5	20,5	43,6	IRR 22,26	31,06
DJORF .EL .TORBA	1969	350	316,4	33,6	9,6	AEP-IRR 41,08	78,48



phénomènes d'érosion en appliquant les différentes techniques de la défense et restauration des sols, plantations, banquettes, correction des oueds ....

Ces techniques ont déjà été employées mais sans grande efficacité semble-t-il. La raison en est que l'on a surtout fait des banquettes dans les zones suffisamment stables pour que les travaux faits ne nécessitent pas un entretien constant, c'est à dire dans les zones où l'érosion est faible. c'est au contraire dans les zones à forte érosion que l'effet des travaux de défense aurait été sensible. Mais il aurait fallu alors un entretien constant et onéreux exigeant un effort financier sans commune mesure avec le coût économique de l'envasement d'un barrage.

#### II.2.2 Barrages de décantation :

Des " barrages en limon" ont été construits sur une grande échelle en AFRIQUE du Sud, dans des ravins fortement érodés précisément pour retenir les sédiments [5].

Les barrages de décantation sont assez répandus au ETATS UNIS sous le nom de piège à débris. Il en existe un en ALGERIE le barrage de BOUGHZOUL qui est exploité partiellement comme bassin de décantation du barrage du GHRIB. On envisage pas pour le moment d'en construire de nouveaux et la raison en est que, pour rendre l'affaire économiquement rentable, il faut un très bon site de barrage. Les très bons sites n'existent pas en ALGERIE [9].



### II.2.3 Surélévation des barrages :

La surélévation des barrages constitue un cas particulier de la création des capacités de remplacement. Elle a généralement un objectif de portée limitée, atteint dans des conditions les plus avantageuses indépendants.

Le prix de revient est spécialement intéressant lorsque l'augmentation du volume utile peut être obtenue par un simple aménagement des organes superficiels de décharge, mais il s'agit toujours de solutions individuelles très différentes les unes des autres et n'obeissant à aucune règle générale [9].

### II.2.4 Les chasses à barrage vide :

La vidange annuelle du barrage, plus connue sous le nom de chasse espagnole, est une solution efficace quand elle est possible. Appliquée aux retenues dans la capacité est inférieure aux apports liquides de l'année. Cette méthode est gratuite, aux frais d'exploitation près, puisqu'elle utilise des cubes d'eau qui seraient perdus pour l'irrigation.

La méthode consiste à vider complètement le barrage au début de l'automne et à le laisser vide, toutes les vannes ouvertes jusqu'aux premières pluies. La première crue enlève sans difficultés les vases "de l'année" non encore consolidées.

La méthode n'est possible que si l'on peut vider le barrage tous les ans. Si la retenue est interannuelle, c'est à dire si

on a mis l'eau en réserve des années humides pour faire face aux années sèches qui pourront suivre, on ne peut plus vider le barrage et la méthode ne s'applique pas. Les partisans de la méthode des chasses espagnoles font valoir l'expérience du KSOB, du FERGOUG, du HAMIZ [8].

#### II.2.5 Dragages :

Tout le monde est d'accord, semble t-il, pour admettre qu'il n'est pas économique de récupérer par dragage une capacité de stockage dans les grandes retenues [5].

On estime généralement que le coût de surélévation d'un barrage ou de construction d'une nouvelle retenue, quand c'est possible, est moins élevé, par unité de volume de stockage, que le coût unitaire du dragage.

Ce type d'opération n'est donc limité aux petites retenues pour lesquelles la capacité de stockage est primordiale ou à l'élimination des dépôts bien localisés dans les retenues.

On peut avancer que cette façon de considérer le dragage sous-estime les possibilités de mise au point d'équipement et de méthodes sur mesure. Les professionnels du dragage procèdent rarement autrement et, en fait, chaque projet de dragage est une association unique de facteurs : propriétés du sol, profondeur d'eau, environnement, contraintes logistiques. Il s'en suit que dans l'industrie du dragage, la recherche et le développement sont largement orientés vers les projets envisagés et ont atteint un haut niveau de sophistication.

Il convient donc de retenir le dragage, tout autant que les



autres mesures déjà mentionnées, comme moyen de surmonter les problèmes de l'envasement des retenues.

#### II.2.6 Soutirage par les vannes de fond :

##### II.2.6.1 Principe :

Le rendement des diverses techniques d'entretien appliquées aux ouvrages d'un ensemble Hydraulique peut être amélioré par une certaine conception initiale de cet ensemble.

L'expérience fournie par le barrage de l'IGHIL EMDA paraît prouver qu'il est possible d'évacuer une part importante des apports solides d'une retenue par soutirage des courants de densités, à la condition que les dispositifs nécessaires soient prévus à la construction et utilisés dès l'origine de l'exploitation. Toutefois les courants de densité naturels ne se forment qu'aux moments des crues importantes, et n'intéressent que les éléments fins du débit solide. Pour accroître l'efficacité de telles manoeuvres, il serait nécessaire d'augmenter le pourcentage d'extraction des vases et d'évacuer également tout ou partie des sédiments grossiers qui se déposent en tête des cuvettes. Si l'on peut vider la retenue, il sera même possible de parvenir à l'éjection des sédiments à l'aval du barrage, ce qui constitue évidemment l'objectif et le terme de l'opération.

Pour y parvenir, il est indispensable de procéder à l'abaissement commandé du plan d'eau, puis à la vidange totale de la réserve, ce qui peut nécessiter la création de capacités auxiliaires si le service de l'eau ne peut être interrompu.

Selon M. DUQUENNOIS, l'opération doit comporter deux phases distinctes : le transport - approche et le transport - dégravement.

#### II.2.6.2 Le transport - Approche :

Le transport - approche consiste à remettre en suspension les dépôts de la zone de marnage et à les transporter, par ondes de crue artificielles vers l'aval de la cuvette qui reste en eau. Les silts et argiles réémulsionnés forment un courant de densité qui est soutiré par les organes spécialisés de l'ouvrage, tandis que les sables et matériaux plus grossiers se remettent en mouvement et viennent former un nouveau remous solide plus rapproché du barrage que le delta primitif. Pour cette catégorie d'éléments, il n'ya donc pas évacuation, mais simple transport d'amont en aval (réalisé au barrage du SAUTET).

#### II.2.6.3 Le transport - dégravement :

Le transport - dégravement permet d'évacuer les matériaux hors de la réserve au moyen de chasses faites avec un coefficient de remplissage décroissant, et enfin à retenue vide. L'onde de crue artificielle parcourt toute la longueur de la retenue et recrée, par érosion régressive, un chenal dans la masse des sédiments.

Dans cette ultime phase, la technique proposée rejoint donc la méthode espagnole de dévasement, mais avec une efficacité accrue grâce à la possibilité de mettre en oeuvre les débits



liquides considérables, animés d'une grande puissance hydraulique.

#### II.2.6.4 Dispositif :

La mise en application de cette méthode nécessite l'équipement du barrage principal en orifices de dévasement et pertuis de dégrèvement et la construction de deux catégories d'ouvrages annexes :

- Les réservoirs de chasse, pour transformer le régime des apports et qui sont, en fait, des accumulateurs d'énergie de transport;

- Les capacités auxiliaires pour permettre abaissement du plan d'eau des retenues principales et leur vidange totale, sans affaiblir la garantie de service qu'elles représentent. Les fonctions de barrages de chasse et d'accumulation sont en principe distinctes, mais elles peuvent être confondues dans certains cas particuliers.

Les organes de vidange sont constitués, à la fois, par des vannettes pour le soutirage des courants de densité dont la pratique doit rester constante et par des vannes de dégrèvement de grande section. Pour cette catégorie d'ouvrage, l'auteur de la méthode préconise des orifices de 4m X 4m au minimum, mais il est évident que leurs dimensions pourraient être augmentées en cas de besoin.

Les réservoirs de chasse doivent permettre la libération quasi-instantannée, d'un débit très important, susceptible de

provoquer une forte onde de crue à front raide.

On doit envisager pour les retenues Algériennes des débits voisins de ceux de la crue centennale, c'est à dire dépassant nettement  $1000 \text{ m}^3 / \text{s}$ .

Partant de ces idées simples, la SOGREAH a cherché comment obtenir sur les trois grandes retenues du GHRIB, de FODDA et de BOUHANIFIA les conditions, autres que l'équipement des vannes de vidanges, nécessaires pour réaliser soutirage et transport - approche sans faire appel à des engins.

La SOGREAH a projeté pour les trois grands barrages tout un aménagement d'ensemble comportant barrages de chasses de forte capacité et réserves complémentaires d'appoint, aménagements dont le coût est considérable et se chiffre à plusieurs centaines de millions de dinars algériens. La rentabilité de ces ensembles se justifierait par l'accroissement des besoins en eau de chaque région correspondante .

#### II.2.6.5 Barrage de l'IGHIL EMDA

Ce barrage a été construit en tenant compte de ces principes surtout en matière de soutirage de vase : 8 puits  $\emptyset$  400mm dont l'ouverture et fermeture sont subordonnées aux mesures de turbidité d'échantillons prélevés par 10 prises étagées. L'exploitation de ce dispositif diminue sensiblement le taux d'envasement (estimé à 50% sous réserve d'un relevé de la cuvette à effectuer).



En ce qui concerne le dégrèvement, trois (3) vannes ont été installées (2,70m x 1,80m). Leurs dimensions sont relativement faibles et font craindre un colmatage par éboulement des vases lors d'une éventuelle vidange complète.

Dans le même ordre d'idées, le barrage d'oued FODDA a été percé de cinq (5) pertuis de dévasement (1961). Mais ceci ne constitue qu'une petite partie de l'aménagement préconisé. toutefois le rendement est relativement appréciable.

Enfin, il faut signaler que depuis quelques années les vidanges de fond de la plupart des retenues annuelles (KSOB, MEFFROUCH, MEURAD, ...) sont laissées ouvertes pendant l'hiver pour permettre un dégrèvement par les crues de cette saison (chasses espagnoles); le résultat est encourageant [9]

#### Conclusion :

Il reste que l'exploitation correcte des courants de densité est un des moyens les plus puissants de la lutte contre l'envasement.

Chapitre troisieme

ETUDE THEORIQUE



III.1 Introduction :

On trouve souvent, dans la nature, des eaux dans les densités sont très voisines, mais gardent leur individualité propre. Elles se présentent en couches superposées, d'où il est parfois nécessaire de soutirer l'une d'elle à l'exclusion de toute autre.

Dans un barrage, le soutirage se fait avec les conduites de fond munies de vannes, qui sont placées dans le corps du barrage, pour soutirer les vases qui se trouvent dans les couches inférieures [6].

Notre étude théorique a pour but de déterminer les conditions suivant lesquelles les conduites pourront soutirer efficacement l'eau turbide d'une couche sans entraîner l'eau claire de la couche adjacente.

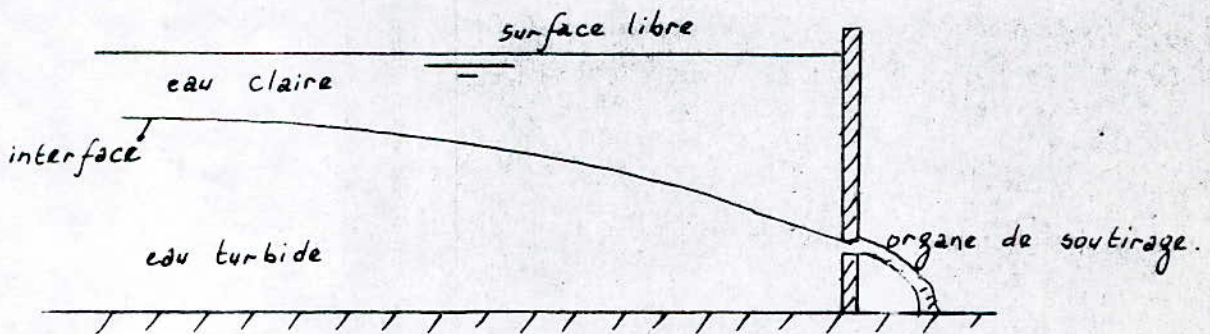


Fig III.1

### III.2 Les bases du problème :

Considérons un fluide au repos présentant une stratification stable de densité; si l'on aspire au sein de ce fluide par un orifice, l'écoulement, contrairement à ce qui se passe pour les fluides homogènes constitue un fleuve interne dont la hauteur dépend du débit aspiré, de la répartition des densités, etc...

Ce problème s'est trouvé posé dans l'évacuation ou le soutirage des eaux troubles ou turbides des barrages, il importait de connaître dans quelle mesure cette circonstance favoriserait l'aspiration d'eau turbide en profondeur; on empêchant la couche supérieure d'eau claire d'être intéressée par l'écoulement.

La première étude sérieuse de ce problème remonte à 1949 et a été effectuée par MM. GARIEL et CRAYA. Elle a surtout montré que l'essentiel de ce phénomène critique était un problème d'hydrodynamique où la viscosité n'intervient pas [6].

### III.3 - L'aspiration limite :

Le cas simple fondamental qui nous occupera principalement sera celui de deux couches superposées de densité  $(\rho)$  et  $(\rho - \Delta \rho)$ , s'étendant dans le sens vertical, et limitées par une paroi verticale percée d'un orifice situé à une hauteur  $(h)$  au dessus de l'interface.

Lorsque le débit aspiré est suffisamment fort, les deux



liquides participent à l'écoulement, si l'on diminue progressivement l'appel de débit, l'expérience montre qu'à partir d'un certain moment la quantité aspirée du liquide, le moins dense devient très faible.

Nous admettrons qu'en dessous d'un certain débit, ou au delà d'une certaine hauteur ( $h$ ), que nous appellerons conditions limites d'aspiration, le liquide supérieur ne participe rigoureusement plus à l'écoulement; notre analyse s'appliquera donc le plus parfaitement au cas de deux fluides non miscibles [3]. D'autre part, au moment du soutirage critique, l'interface devient pratiquement verticale au droit de la prise. La recherche du débit critique revient donc à la recherche des conditions pour lesquelles les variations de l'interface au droit de la prise sont infiniment grandes pour une variation très faible du débit.

Ce problème est très semblable à celui de la détermination des conditions critiques de passage de l'écoulement fluvial à l'écoulement torrentiel dans les canaux à surface libre.

Nous traitons ci-dessous le cas du soutirage dans le fluide inférieur, dont la masse spécifique est la plus forte.

La recherche des lois de l'aspiration limite fera l'objet principal de cette étude.

#### III.4 - Notations :

\* Le plan de référence est le plan horizontal passant par le point le plus bas de la section d'aspiration.

\*  $\rho$  : Désigne la masse volumique du fluide lourd que l'on



soutire et  $(\rho - \Delta\rho)$  celle du fluide léger superposé.

\*  $h$  : désignant la cote de l'interface, ou la vitesse d'approche est  $V$ .

\*  $H$  : désignant la cote de l'interface à l'amont du canal

\*  $H_1$  : désignant la cote de l'interférence de la surface libre.

\*  $b$  : La distance du fond au plan de référence ou l'ordonnée de la prise d'aspiration par rapport à ce plan.

\* Dimension de la prise d'aspiration :

Dans le cas d'une prise circulaire, nous appellerons  $D$  le diamètre de l'orifice.

Dans le cas d'une aspiration par une fente horizontale placée dans un plan vertical, donnant lieu à un écoulement bidimensionnel, nous appellerons  $(a)$  la hauteur de passage de la fente ou son ouverture .

\*  $Q$  : désignera le débit critique total de soutirage.

\*  $q$  : désignera le débit critique linéaire de soutirage

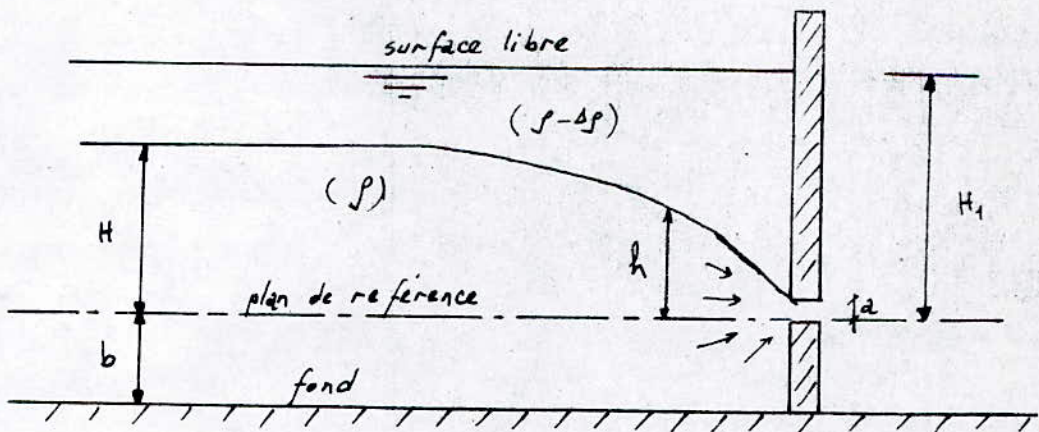


Fig III.2



### III.5 Etude théorique de l'écoulement à deux densités à travers une prise d'eau de soutirage :

#### III.5.1 Schéma de calcul

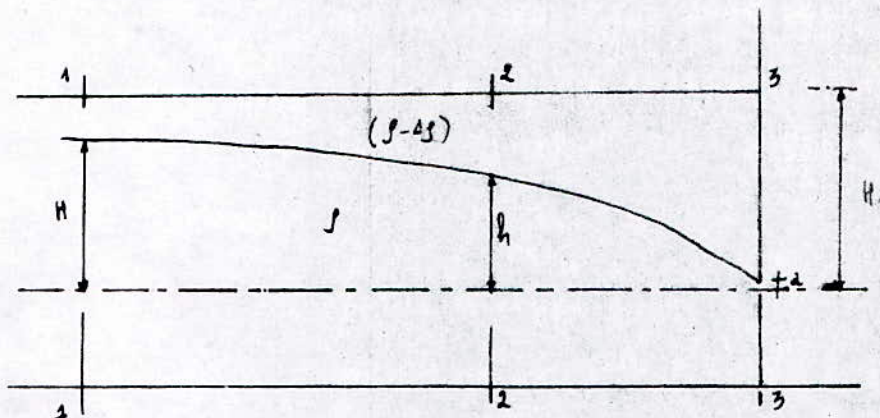


Fig III.3

#### III.5.2 Equation fondamentale :

Quand il y aura l'écoulement, il apparaîtra une interface qui sépare deux couches de différentes densités. La couche supérieure reste immobile, la couche inférieure est aspirée par la prise d'eau. Ce phénomène est vérifié par les expériences.

Supposons que la perte de charge linéaire dans l'écoulement est négligeable, l'équation de BERNOULLI entre deux sections (1 - 1) et (2 - 2) nous donnent :

$$\rho gH + (\rho - \Delta\rho) g (H_1 - H) = \text{cte}$$

Charge totale de la section (2 - 2)



$$\rho gh + \rho V^2 / 2 + (\rho - \Delta\rho) g (H_1 - h) = \text{cte}$$

Après avoir fait égalité et simplification; on trouve :

$$h + \frac{V^2}{2g\Delta\rho/\rho} = H \quad (1)$$

Posons :  $g' = g \Delta\rho/\rho$  (pesanteur réduite)

L'équation (1) devient :

$$h + \frac{V^2}{2g'} = H \quad (2)$$

L'équation (1) représente la relation entre le débit et la position de l'interface, est analogue à celle trouvée par MM. GARIEL et CRAYA, basant sur la condition de continuité de pression entre les deux couches.

Signalons que :

1) quand  $V = 0$ ,  $h = H$ , on trouve l'épaisseur totale de la couche inférieure, ou la position de l'interface par rapport au radier de la prise d'eau.

2) quand  $\Delta\rho = 0$   $H$  est indéterminée.

3) quand  $\Delta\rho = \rho$  c'est à dire  $\rho - \Delta\rho = 0$

La couche supérieure n'existe pas, il y aura l'écoulement avec un liquide unique, comme le cas précédent et l'équation (1) redeviendra :

$$h + \frac{V^2}{2g} = H$$



### III.5.3 Débit à travers une prise d'eau qui aspire la couche inférieure :

L'équation (1) montre que dans le cas d'aspiration de la couche inférieure, l'écoulement à travers l'ouverture de la prise d'eau (dans notre schéma à travers une fente) ressemble à l'écoulement à surface libre à travers un barrage (à mince paroi ou à paroi épaisse), dont l'interface est une surface libre, mais où la pesanteur est remplacée par une pesanteur réduite  $g' = g \Delta \rho / \rho$  (avec  $\Delta \rho / \rho < 1$ ).

Dans ce cas, le débit à travers la fente est déterminé suivant les formules des barrages à écoulement libre.

Ecrivons l'équation de BERNOULLI entre les sections (1 - 1) et (3 - 3)

On obtient;

$$H = h_a + \alpha \frac{V_a^2}{2g'}$$

avec,

$h_a = a$ , hauteur de la fente

$V_a$ : vitesse moyenne à travers la fente

$$V_a = \frac{1}{\alpha} \sqrt{2 g' (H - h_a)}$$

D'ou :

$$Q = \frac{1}{\alpha} \cdot l \cdot h_a \sqrt{2 g' (H - h_a)}$$

Supposons :  $h_a = a = \epsilon H$

Nous appelons le coefficient  $\epsilon$  : le degrés d'abaissement



de la hauteur d'eau.

$$\text{où le rapport } \epsilon = \frac{h_a}{H} < 1$$

Remarque :

Ce coefficient n'est pas tout à fait coefficient de contraction puisque nous supposons que le phénomène ressemble à la surface libre.

$$Q = \frac{1}{\alpha} \cdot \epsilon \cdot H \sqrt{2 g' (H - \epsilon H)}$$

Après simplification, on obtient

$$q = \frac{1}{\alpha} \cdot \epsilon \cdot \sqrt{1 - \epsilon} \cdot \sqrt{2 \cdot g \Delta \rho / \rho} \cdot H^{3/2} \quad (3)$$

Le terme  $\frac{1}{\alpha} \cdot \epsilon \cdot \sqrt{1 - \epsilon}$  est le coefficient du débit  $m$  du barrage à écoulement à surface libre. Ce coefficient dépend en général de la forme du barrage.

Remarque :

Dans ce cas de soutirage, la hauteur contractée a  $f$   $h$  critique, parce que c'est une dimension limitée, c'est ainsi  $\epsilon$  est difficile à déterminer.

#### III.5.4 La hauteur limite de l'interface H :

De l'équation (3), nous avons :

$$\frac{q}{\sqrt{\Delta \rho / \rho}} = \frac{1}{\alpha} \cdot \epsilon \cdot \sqrt{1 - \epsilon} \cdot \sqrt{2 g} \cdot H^{3/2}$$

On pose :

$$k = \frac{1}{m_0 \sqrt{2 g}}$$



$$\text{Avec } m_0 = \frac{1}{\alpha} \cdot \epsilon \cdot \sqrt{1 - \epsilon}$$

D'où :

$$H = k \left[ \frac{Q}{\sqrt{\Delta \rho / \rho}} \right]^{2/3} \quad (4)$$

L'équation (4) ressemble à celle trouvée par Mr PAUL GARIEL, en considérant que la loi liant le débit, les densités et la hauteur limite d'aspiration est de la forme :

$$g \cdot \frac{\Delta \rho}{\rho} \cdot \frac{h^3}{q^2} = \text{cte}$$

Et le coefficient k est déterminé suivant les points expérimentaux sur un graphique en h et  $\frac{Q}{\sqrt{\Delta \rho}}$ .

Nous devons énoncé que ce coefficient k, ou autrement dit, le coefficient m, est maintenant aisément déterminé suivant la forme des parois des barrages.

Après les analyses mentionnées ci-dessus, nous parvenons à la même loi physique qui a été énoncée par Mr PAUL GARIEL.

" Dans l'écoulement plan de deux couches homogènes superposées, il existe une hauteur limite d'aspiration au delà de laquelle le liquide supérieur n'est plus aspiré. Cette hauteur limite est proportionnelle à la racine cubique de la différence de densité qui existe entre les deux couches".

Cette loi pourra être trouvée par l'analyse dimensionnelle comme suit.

### III.6 Facteurs physiques fondamentaux :

Les paramètres fondamentaux de l'aspiration limite qui résultent de cette analyse sont les suivants :

Densités ( $\rho - \Delta\rho$ ) et  $\rho$  des deux liquides;

Hauteur  $h$ ;

Débit limite : débit linéaire  $q$  si l'on considère un écoulement plan à travers une fente ; débit total  $Q$  s'il s'agit d'un écoulement à trois dimensions.

### III.7 Application de l'analyse dimensionnelle :

#### III.7.1 Écoulement bidimensionnel :

Grandeurs	Symboles	Dimensions
Hauteur	$h$	$L$
Débit linéaire	$q$	$L^2 \cdot T^{-1}$
Accélération réduite	$g' = g \Delta\rho/\rho$	$L^2 \cdot T^{-2}$

La relation fonctionnelle .

$$f(h, q, g \Delta\rho/\rho) = 0 \quad (5)$$

$n$  : le nombre de grandeurs physiques;

$r$  : le nombre de grandeurs fondamentales intervenant dans la définition de ces  $n$  grandeurs;

$n - r$  : c'est le nombre des nombres adimensionnels.

Pour notre cas :

$$n = 3 \qquad r = 2 \qquad n - r = 1$$

D'où :

on a un seul nombre adimensionnel :  $\pi$



$$\pi = L^0 T^0$$

$$\begin{aligned} \pi &= h^x \cdot q^y \cdot (g \Delta \rho / \rho) \\ &= (L)^x \cdot (L^2 \cdot T^{-1})^y \cdot (g \Delta \rho / \rho) \\ &= L^{x+2y+1} \cdot T^{-y-2} \\ &= L^0 \cdot T^0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{D'où} \quad x + 2y + 1 &= 0 & x &= 3 \\ -y - 2 &= 0 & y &= -2 \end{aligned} \Rightarrow$$

Enfin, s'il s'agit d'un écoulement plan à travers une fente de débit linéaire  $q$  on aura :

$$\begin{aligned} h^3 \cdot q^{-2} \cdot \frac{\Delta \rho}{\rho} g &= \text{cte} & \text{ou bien;} \\ \pi &= \frac{\Delta \rho}{\rho} \cdot g \cdot \frac{h^3}{q^2} = \text{cte} & (6) \end{aligned}$$

### III.7.2 Écoulement tridimensionnel :

$$[Q] = L^3 \cdot T^{-1}$$

$$f(h, Q, g \Delta \rho / \rho) = 0$$

$$\begin{aligned} \pi &= h^x \cdot Q^y \cdot g \Delta \rho / \rho \\ &= (L)^x \cdot (L^3 \cdot T^{-1})^y \cdot L \cdot T^{-2} \\ &= L^{x+3y+1} \cdot T^{-y-2} \\ &= L^0 \cdot T^0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x + 3y + 1 &= 0 & x &= 5 \\ -y - 2 &= 0 & y &= -2 \end{aligned} \Rightarrow$$

D'où;

$$\pi = h^5 \cdot Q^{-2} \cdot g \Delta \rho / \rho$$

S'il s'agit d'un écoulement tridimensionnel à travers un orifice pratiquement ponctuel de débit total  $Q$ , il faut prendre :

$$\pi = \frac{\Delta p}{\rho} \cdot g \cdot \frac{h^5}{Q^2} = \text{cte} \quad (7)$$

Nous sommes donc assurés avant tout calcul, comme conséquence des hypothèses physiques émises, que les lois de l'aspiration limite doivent avoir la forme qui précède; ce résultat est évidemment très intéressant et il tient à ce que nous nous trouvons ici dans les conditions les plus favorables de l'analyse dimensionnelle, celui où le nombre des grandeurs qui interviennent dépasse seulement d'une unité celui des grandeurs fondamentales.

### III.8 Présentation des résultats

La relation fondamentale du problème est l'équation qui exprime la continuité des pressions à travers l'interface (suivant MM GARIEL ET CRAYA).

Si l'on ajoute que l'interface doit également être une ligne de courant, on a pratiquement énoncé toutes les conditions de l'écoulement qui devra par ailleurs être conservatif et incompressible évidemment (équation de continuité) [6].

L'analyse dimensionnelle montre qu'en négligeant les pertes de charge, on peut considérer les quantités adimensionnelles suivantes :



$$F_T = \frac{H^5 \cdot g \cdot \Delta \rho / \rho}{Q^2} ; \quad d/H; \quad b/H \quad \text{pour un écoulement}$$

tridimensionnel

Et

$$F_b = \frac{H^3 \cdot g \cdot \Delta \rho / \rho}{q^2} ; \quad a/H; \quad b/H \quad \text{dans le cas d'un}$$

écoulement bidimensionnel.

La condition limite pour ne pas soulever du liquide supérieur quand on aspire dans le liquide inférieur s'exprime donc par une relation du genre :

$$f_1 (F_T, d/H, b/H) = 0 \quad \text{ou}$$

$$f_2 (F_b, a/H, b/H) = 0$$

Chapitre quatrieme

**ETUDE EXPERIMENTALE**



IV.1 Introduction :

L'aspiration dans une retenue de barrage d'une seule couche qui représente l'eau turbide par une prise pose un problème d'hydraulique très particulier. Vu la différence de densité entre les deux couches d'une retenue de barrage, la couche supérieure d'eau claire qui a pour densité l'unité, et la couche inférieure d'eau turbide qui présente des densités pouvant atteindre  $d = 1.6$ .

Cet état nous a permis de simuler une stratification.

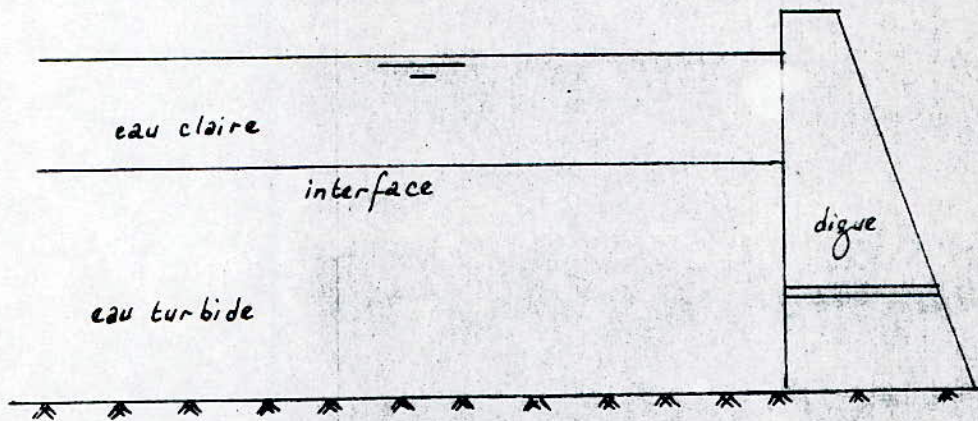


Fig IV.1



La méthode de soutirage sélectif consiste à aspirer sélectivement la couche d'eau turbide par les vannes de fond sans l'introduction de l'eau claire.

Pour nos expériences nous avons simulé par analogie l'eau turbide par l'eau salée.

#### IV.2 Description du dispositif expérimental :

L'installation que nous avons utilisée pour les expériences comportant essentiellement un canal vitré et ses organes d'alimentation.

Le canal vitré de (60 cm) de longueur, (1,65 cm) de largeur et (16,5 cm) de profondeur, était alimenté par un bassin d'eau salée à l'aide d'une pompe de circulation pour avoir un circuit fermé. A l'aval, l'eau du canal est aspiré au moyen d'une fente horizontale de quelques millimètres de hauteur pratiquée dans la face amont d'une paroi en matière plastique (pour un écoulement bidimensionnel) ou bien au moyen d'un orifice percé dans la paroi (pour un écoulement tridimensionnel).

Schéma général : voir fig.IV.2

#### IV.3 Protocole expérimental et modalités de mesures :

##### IV.3.1 Écoulement bidimensionnel : mesures à partir de l'écoulement à travers la fente .

Moyennant quelques précautions, nous arrivons à introduire dans le canal vitré deux couches de densités différentes sans les mélanger d'une façon excessive. Elles sont alors séparées



La méthode de soutirage sélectif consiste à aspirer sélectivement la couche d'eau turbide par les vannes de fond sans l'introduction de l'eau claire.

Pour nos expériences nous avons simulé par analogie l'eau turbide par l'eau salée.

#### IV.2 Description du dispositif expérimental :

L'installation que nous avons utilisée pour les expériences comportant essentiellement un canal vitré et ses organes d'alimentation.

Le canal vitré de (60 cm) de longueur, (1,65 cm) de largeur et (16,5 cm) de profondeur, était alimenté par un bassin d'eau salée à l'aide d'une pompe de circulation pour avoir un circuit fermé. A l'aval, l'eau du canal est aspiré au moyen d'une fente horizontale de quelques millimètres de hauteur pratiquée dans la face amont d'une paroi en matière plastique (pour un écoulement bidimensionnel) ou bien au moyen d'un orifice percé dans la paroi (pour un écoulement tridimensionnel).

Schéma général : voir fig.IV.2

#### IV.3 Protocole expérimental et modalités de mesures :

##### IV.3.1 Écoulement bidimensionnel : mesures à partir de l'écoulement à travers la fente .

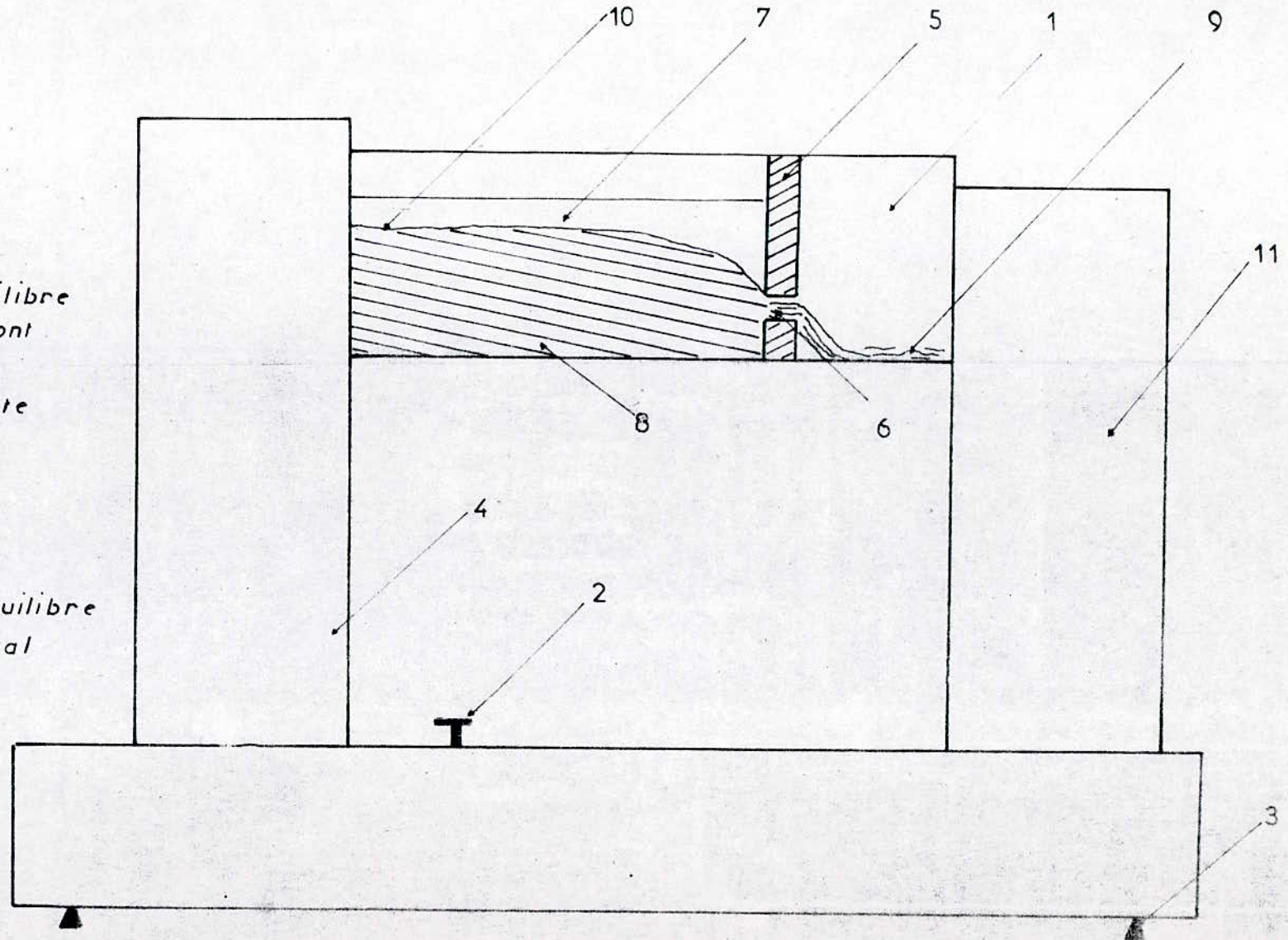
Moyennant quelques précautions, nous arrivons à introduire dans le canal vitré deux couches de densités différentes sans les mélanger d'une façon excessive. Elles sont alors séparées

fig. IV-2

: SCHEMA DU MODELE EXPERIMENTAL

LEGENDE

- 1 Canal vitré
- 2 Vanne robinet
- 3 Pied réglable
- 4 Reservoir d'équilibre amont
- 5 Paroi
- 6 Orifice ou fente
- 7 Eau claire
- 8 Eau salée
- 9 Jet d'eau
- 10 L'interface
- 11 Reservoir d'équilibre aval



Echelle 1/5<sup>e</sup>



par une interface, extrêmement nette. La couche inférieure de l'eau salée ayant été colorée à la fluoresceine.

Le débit entrant dans le canal est maintenu supérieur au débit aspiré par la fente [7].

Suivant les débits relatifs d'eau douce et d'eau salée, nous constatons qu'il peut exister deux sortes d'écoulements très différents :

- Un écoulement d'ensemble des deux couches qui sont aspirées simultanément par la fente;
- Un écoulement d'une seule couche des deux couches, celle au niveau de laquelle se trouve la fente d'aspiration.

Nous nous sommes intéressé au deuxième cas avec une fente se trouvant dans l'eau salée.

Après remplissage des réservoirs d'équilibre amont, aval à l'eau salée colorée, la paroi est placée à une distance de 43 cm du réservoir d'équilibre amont. La fente se trouvant ainsi à une distance  $b$  du fond.

Le système étant en équilibre, l'eau salée commence à circuler entre les réservoirs amont et aval en transitant par le canal dès l'ouverture de la vanne.

Cet écoulement se fait par la fente et le niveau d'eau salée dépasse le niveau de la fente. De l'eau claire est alors versée avec précautions dans le canal vitré, elle permet de visualiser la stratification des deux " couches d'eau " : la couche supérieure partiellement colorée et la couche inférieures d'eau salée colorée en jaune.

L'interface est alors judicieusement choisie.

Nous avons travaillé avec quatre (4) densités différentes ( $d = 1.10$ ,  $d = 1.13$ ,  $d = 1.15$ ,  $d = 1.17$ ), pour chacune d'elle la position de la fente par rapport au fond ( $b$ ) a été variée.

Les mesures ont été effectuées pour sept (7) positions :

$b = 1$  cm,  $b = 1.5$  cm,  $b = 2$  cm,  $b = 2.5$  cm,  $b = 3$  cm,

$b = 3.5$  cm,  $b = 4$  cm.

Pour chaque position  $b$ , le débit a été varié ainsi que la valeur de  $a$  (l'ouverture de la fente) qui varie entre 4 mm et 5 mm, jusqu'à obtention de débit critique correspondant à la hauteur limite d'aspiration de l'eau salée, sans entrainement de l'eau douce de la couche sous adjacente.

A ce stade, les différentes positions de l'interface le long du canal sont notées et neuf (9) points sont repérés par leurs abscisses constantes le long des expériences : 0 cm, 10 cm, 20 cm, 30 cm, 35 cm, 40 cm, 41 cm, 42 cm, 43 cm, et leurs ordonnées qui ne sont autres que les hauteurs mesurées par rapport au plan de référence passant par la fente, et enfin la hauteur d'eau totale  $H_1$  est notée.

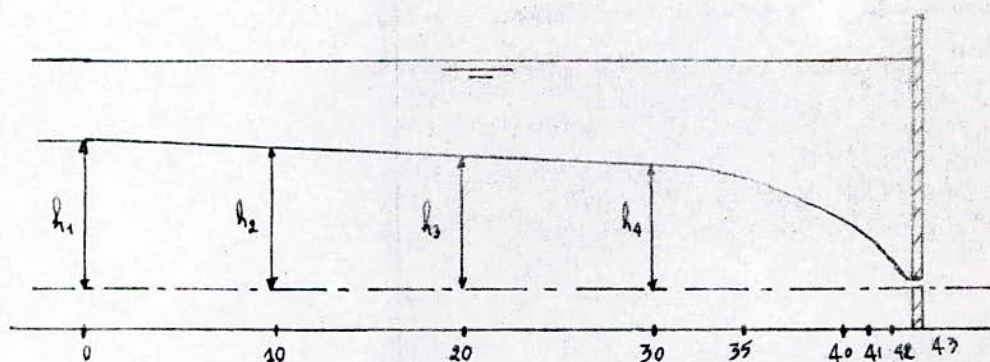


Fig IV.3



#### IV.3.2 Écoulement tridimensionnel : mesure à partir d'un orifice circulaire .

Les mêmes mesures ont été effectuées pour l'écoulement tridimensionnel, avec seulement l'utilisation des diamètres des orifices ( $D_1$  et  $D_2$ ) à la place des ouvertures des fentes.

#### IV.3.3 Matériel et modalités des mesures expérimentales :

Le débit  $Q$  est mesuré par la méthode volumétrique, en utilisant une éprouvette et un chronomètre trois (3) fois en prenant la moyenne .

\* La densité  $d$  est mesurée par la double pesée avec une balance électronique.

\* L'ouverture  $a$  est mesurée avec une règle précise .

\* Les hauteurs  $h_1$  et les abscisses  $x_1$  sont lues directement sur papier millimétré placé au droit de chaque abscisse.

#### Remarque :

Après chaque expérience, l'eau claire ajoutée est aspirée au moyen d'un tuyau pour ne pas diluer l'eau salée, ne pas varier la densité et placer la fente dans une nouvelle position par rapport au fond.

#### IV.3.4 Résumé du protocole :

En résumé, pour chaque expérience les paramètres suivants ont été mesurés :

\*  $d$  : densité de l'eau salée;

\*  $Q$  : Débit;

\*  $a$  : ouverture de la fente ou le diamètre de l'orifice ;

\* b : distance de la fente ou de l'orifice au fond;

\*  $h_1$  : différentes positions de l'interface le long du canal pour les abscisses indiquées auparavant .

#### IV.3.5 Analogie dans le modèle expérimental :

Dans le modèle expérimental utilisé, nous avons fait les simulations suivantes :

- \* la cuvette d'un barrage à un canal vitré;
- \* l'eau turbide à l'eau salée;
- \* la digue d'un barrage à la paroi;
- \* la fente ou l'orifice aux systèmes de vannes.

La condition essentielle pour que la simulation soit correcte entre un modèle réduit et un prototype dans la réalité il faut que le nombre de REYNOLDS calculé dépasse le seuil du REYNOLDS (qui est de l'ordre de 4000) [7]

$$R_e = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

$R_e$  : nombre de REYNOLDS

$V$  : vitesse de l'écoulement

$D$  : diamètre

$\nu$  : Viscosité cinématique

La gamme des débits utilisée varie entre 20 ml /s jusqu'à 90 ml /s et la fourchette de la vitesse entre 56 cm /s et 147 cm /s . Par exemple :  $\nu = 10^{-6}$ ,  $D = 10^{-2}$  m,  $V = 0.56$  m/s

$$R_e = 5600$$

Nous constatons que le nombre de REYNOLDS dans le modèle a dépassé le seuil de REYNOLDS.



Chapitre cinquieme

**RESULTATS EXPERIMENTAUX ET  
LEURS ANALYSES**

### V.1 Présentation des résultats :

Nous avons présenté nos résultats sous forme de courbes (en annexe) de la manière suivante :

#### 1 - courbes pour l'écoulement bidimensionnel

La première série de courbes traduit la position de l'interface le long du canal et en faisant varier  $\rho$  et la densité et la position de la vanne par rapport au fond (de la figure 1 à la figure 4 en annexe).

La deuxième série de résultats est présentée sous forme de courbes, remettant en valeur la variation de vitesse de l'écoulement le long du canal (de la figure 5.1 à la figure 5.4).

La conclusion est présentée sous forme de loi : la loi de la hauteur limite d'aspiration (figure 6).

#### 2 - courbes pour l'écoulement tridimensionnel:

Les résultats expérimentaux sont présentés de la même manière en considérant à chaque fois deux (2) diamètres différents pour les orifices, la valeur de  $b$  et la densité étant variables.

Les figures (fig 7.a à fig 10.b) traduisent la position de l'interface le long du canal.

Les figures (fig 11.1 à fig 11.4) traduisant la variation de vitesse de l'écoulement le long du canal pour différentes densités et différents débits.



Enfin, la loi de la hauteur limite d'aspiration est présentée par la figure (fig 12) .

## V.2 Position de l'interface le long du canal et commentaires .

Dans toutes les expériences, nous avons constaté une séparation très nette des deux (2) eaux utilisées; ceci signifie que l'interface existe.

L'existence de l'interface le long du canal s'explique par la différence de vitesse entre la couche supérieure d'eau claire et la couche inférieure d'eau salée. En effet, la première couche (eau claire) est immobile, donc sa vitesse est nulle, et la deuxième est en écoulement vers la prise avec une vitesse qui augmente suivant l'axe de l'écoulement.

Loin en amont de la fente, l'interface est sensiblement horizontale; elle se recourbe plus au moins fortement au voisinage immédiat de la fente. Elle a l'allure parabolique (voir la série de courbe dans l'annexe : fig 1 à fig 4, et de fig 7 à fig 10).

En regardant de très près les deux parois vitrées du canal, on observe aux deux extrémités de la fente des tourbillons situés à l'interface créant un écoulement tourbillonnaire au dessus de la fente du à une perte de charge singulière à l'entrée.

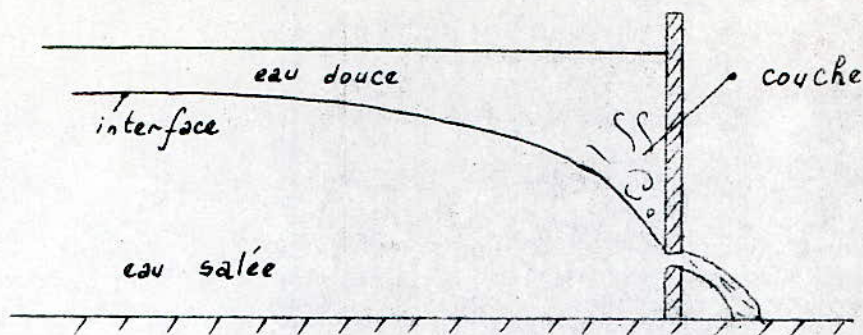


Fig V.1

En outre, comme on est à la limite de l'aspiration, l'interface est instable et il suffit de très peu de chose pour qu'elle change de position, par exemple si nous faisons varier le débit. Cette instabilité donne lieu à la formation, sur l'interface, d'une curieuse couche assez mince, dont la densité est intermédiaire entre celles de l'eau douce et l'eau salée utilisée. Elle prend naissance près de la fente dans la zone turbillonnaire où se fait un mélange des deux couches initiales : une partie de ce mélange est aspirée par la fente, l'autre s'étale sur l'interface primitive en mince couche qui remonte vers l'amont constituant un courant rétrograde facile à mettre en évidence avec un colorant.

A l'aval du canal, au voisinage immédiat de la fente, nous observons que l'interface, harmonieusement courbée, se tient parfaitement immobile dans un état d'équilibre qui paraît absolu, et se trouve comme avalée par la fente.

Il est intéressant de noter qu'à la limite du régime de soutirage maximal (soutirage de la couche inférieure d'eau salée sans extraction de la couche d'eau douce), l'interface est animée de mouvements ondulatoires, sans pour autant entraîner le mélange des deux eaux. Bien que l'apparition de



ces ondulations soit sans effet notable pour les résultats expérimentaux, néanmoins elle nous oblige à déterminer une position moyenne de l'interface.

Les séries d'essais faites avec des eaux salées de différentes densités nous ont montré qu'il existe une hauteur limite bien définie qu'aucun phénomène de mélange ne vient masquer.

Les figures (fig 1.1 et fig 1.4 ou fig 1.2 et fig 1.3....) illustrent clairement que lorsque nous gardons pour deux positions différentes de  $b$  (distance de la fente au fond), la même charge  $H$ , le débit diminue quand  $b$  augmente.

D'une façon générale, l'analyse de l'ensemble des figures permet de conclure que lorsque la densité augmente le débit de soutirage diminue. Il s'ensuit qu'à partir d'une valeur de densité, le débit de soutirage sera nul.

Ceci est particulièrement vrai au moment où l'eau turbide est très chargée, car dans ce cas le soutirage sera difficile voire impossible.

### V.3 Variation de la vitesse de l'écoulement le long du canal et commentaires :

Loin en amont de la prise, la vitesse est constante, puisqu'on remarque la représentation de la variation de vitesse en fonction de l'abscisse est presque une droite horizontale et c'est à partir de la position ( $x = 40$  cm) que la vitesse augmente et varie d'une façon exponentielle (voir les figures, fig 5.1 à fig 5.4 et fig 11.1 à fig 11.4).

D'où la conclusion, tant qu'on approche de la prise d'aspiration, la vitesse d'aspiration augmente, ce qui entraîne que le pouvoir de soutirage s'accroît et le rendement de dévasement sera meilleur.

Deuxième conclusion, le soutirage par les vannes de fond a un rayon d'action précis, au delà duquel son action est nulle.

Troisième conclusion, la vitesse de soutirage varie inversement proportionnellement avec la densité, ce qui est évident, plus l'eau est chargée, plus son déplacement est moins rapide, d'où la conclusion générale :

le soutirage par les conduites de fond munies de vannes est plus efficace quand l'eau turbide est moins chargée.

#### V.4 Loi de la hauteur limite d'aspiration :

En comparant les deux courbes représentant la loi de la hauteur limite d'aspiration (fig 6 et fig 12), on remarque que la courbe (fig 12) pour un écoulement tridimensionnel est plus rapprochée à l'axe des hauteurs pour les premières valeurs de  $Q / \sqrt{\Delta p}$  et présente en quelque sorte une branche infinie dans le sens de l'axe des abscisses (  $\frac{Q}{\sqrt{\Delta p}}$  ) et tout

ça est due aux contractions horizontales qui apparaissent en plus dans un écoulement tridimensionnel ( à travers un orifice ).



## V.5 Synthèse des résultats :

Cette étude - non exhaustive - nous a permis de tirer quelques conclusions dont les plus significatives sont les suivantes :

1 - le soutirage par les vannes de fond a un champ d'action bien limité, au delà duquel l'influence est insignifiante. Ce champ est défini par la capacité d'entraînement des particules par l'écoulement provoqué par l'ouverture de la vanne.

2 - le débit de soutirage varie inversement proportionnel à la densité de l'eau turbide.

3 - Dans le cas de deux couches, nous avons mis en évidence le phénomène fondamental de la hauteur limite d'aspiration. Nous avons trouvé les lois dans les cas des écoulements plan et à trois (3) dimensions :

$$\frac{\Delta \rho}{\rho} \cdot g \cdot \frac{h^3}{q^2} = \text{cte} \quad (\text{écoulement bidimensionnel})$$

$$\frac{\Delta \rho}{\rho} \cdot g \cdot \frac{h^5}{Q^2} = \text{cte} \quad (\text{écoulement tridimensionnel})$$

Elles font intervenir que la pesanteur qui apparaît comme le facteur physique fondamental, la viscosité ne joue qu'un rôle accessoire. Il s'ensuit que le phénomène d'aspiration limite obéit à une similitude de FROUDE analogue à celle que respectent les écoulements à surface libre ordinaires, mais la pesanteur est remplacée par une pesanteur réduite  $g' = g \frac{\Delta \rho}{\rho}$ .



D'une façon générale, la présente étude expérimentale nous a permis de faire un pas nouveau dans la connaissance des conditions d'écoulement des fluides dans les retenues de barrages.

#### V.6 Recommandations :

On n'a pas la prétention de fournir un outil répondant à tous les problèmes évoqués dans le cadre de cette thèse, mais on peut dire que le modèle physique s'avère efficace pour la résolution de ce type de problème, néanmoins, ce modèle est perfectible et nous suggérons dans ce sens :

1 - augmenter la valeur de la densité de l'eau turbide, ou utiliser un autre liquide tel que sa densité peut varier dans une fourchette de (1.1 à 1.6), cette dernière est maximale pour l'eau turbide.

2 - pour chaque barrage, il est souhaitable de faire son modèle réduit et étudier les paramètres spécifiques qui influent sur le barrage. Dans notre étude, le facteur le plus important est le coefficient K mentionné dans la formule (4) citée dans l'étude théorique .

$$h = K \left[ \frac{Q}{\sqrt{\Delta \rho / \rho}} \right]^{2/3}$$

3 - En parallèle, faire des modèles mathématiques pour ce type de problèmes dont la mesure où ils permettent une économie de temps et ont une meilleure adaptabilité.



4 - Etudier le phénomène en fonction de la pente. Pour notre cas, nous avons étudié pour une pente nulle ( $i = 0$ ). Donc, il sera intéressant d'étudier le phénomène pour une pente différente de zéro (non nulle), afin d'avoir une composante de l'énergie potentielle suivant l'écoulement (le poids).

5 - Nous avons étudié l'écoulement à deux densités seulement, il sera important d'étudier l'écoulement de densité qui varie linéairement.

6 - Il faudrait changer la configuration extérieure du système de soutirage par un divergent, dont la longueur et l'angle de divergence doivent obéir aux ajutages extérieurs.

L'ajutage extérieur est employé pour augmenter le débit des vannes de chasse destinées au dévasement des réservoirs (barrages de DJIDIOUIA et HAMIZ en ALGERIE). C'est là une application intéressante car on obtient un gros débit avec une vanne de section réduite.

Toutes ces recommandations ne peuvent être que s'il y a existence de courant de densité lié à la configuration géométrique de la cuvette du barrage.

Si c'est le contraire, nous proposons d'intégrer ses systèmes de soutirage dans les évacuateurs de crue à des niveaux susceptibles d'être envasés.

\*\*\* BIBLIOGRAPHIE \*\*\*

- [1]. BRANISLAV - DJODJEVIC. " Recherches sur l'envasement des retenues en YOUGOSLAVIE" Institut des eaux JAROSLAV - CERNI, BEOGRAD, YOUGOSLAVIA.
- [2]. P. KELLER - J. P. BOUCHARD. " Bulletin de la Direction des Etudes et Recherches" E.D.F série A - 1986.
- [3]. A. CRAYA " Recherches théoriques sur l'écoulement des couches superposées de fluides de densités différentes " . - la houille blanche. Janvier - Février 1949, P. 44.
- [4]. M. CARLIER " Hydraulique générale et appliquée " EYROLLES, 1980.
- [5] C.I.G.B " Maitrise de l'illuvionnement des retenues - recommandations - bulletin 67". Commission Internationale des grands barrages. Janvier 1989.
- [6]. A. DAUBERT " Le soutirage selectif dans deux couches de liquides superposés de densité voisine" Bulletin du centre de recherches et d'essais de CHATOU - n°4. 1963.
- [7]. P. GARIEL " Recherches expérimentales sur l'écoulement de couches superposées de fluides de densités différentes " . - la HOUILLE BLANCHE. Janvier, Février 1949.



- [8]. Ministère des travaux Publics et de la construction (Direction de l'Hydraulique) " Problèmes posés par l'envasement des Barrages ALGERIENS" Service des Etudes générales et grands travaux Hydrauliques - 1970.
- [9]. Ministère des travaux Publics et de la construction (Direction de l'Hydraulique) " Note sur l'état au 01/01/1970 des Etudes et réalisations pour la lutte contre l'envasement des barrages ALGERIENS".
- [10]. Ministère de l'équipement " Séminaire International sur les gestions des ressources en eau ". ALGER 1990.

**ANNEXE**



## SERIE DE COURBES POUR UN ECOULEMENT BIDIMENSIONNEL

### I. Position de l'interface le long du canal

- \* Fig 1 : position de l'interface le long du canal  
(densité  $d = 1.1$ )
- \* Fig 2 : position de l'interface le long du canal  
(densité  $d = 1.13$ )
- \* Fig 3 : position de l'interface le long du canal  
(densité  $d = 1.15$ )
- \* Fig 4 : position de l'interface le long du canal  
(densité  $d = 1.17$ )

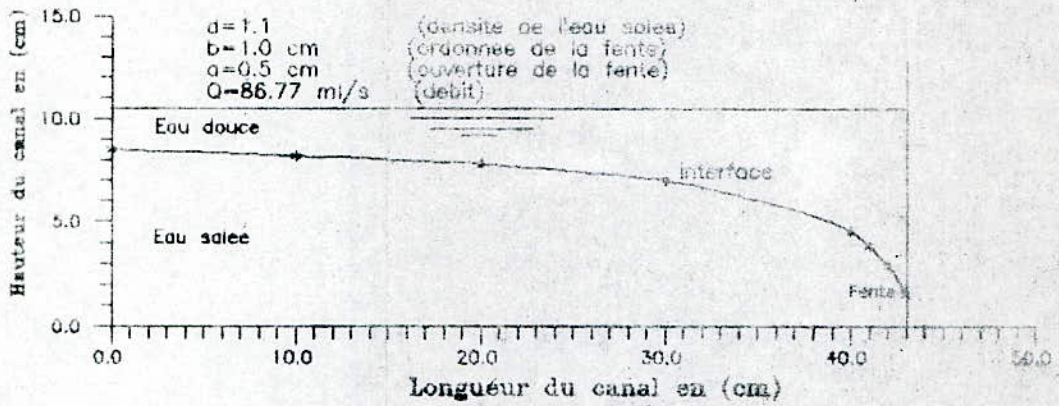
### II. Variation de la vitesse le long du canal :

- \* Fig 5.1 Variation de la vitesse le long du canal ( $d = 1.1$ )
- \* Fig 5.2 Variation de la vitesse le long du canal ( $d = 1.13$ )
- \* Fig 5.3 Variation de la vitesse le long du canal ( $d = 1.15$ )
- \* Fig 5.4 Variation de la vitesse le long du canal ( $d = 1.17$ )

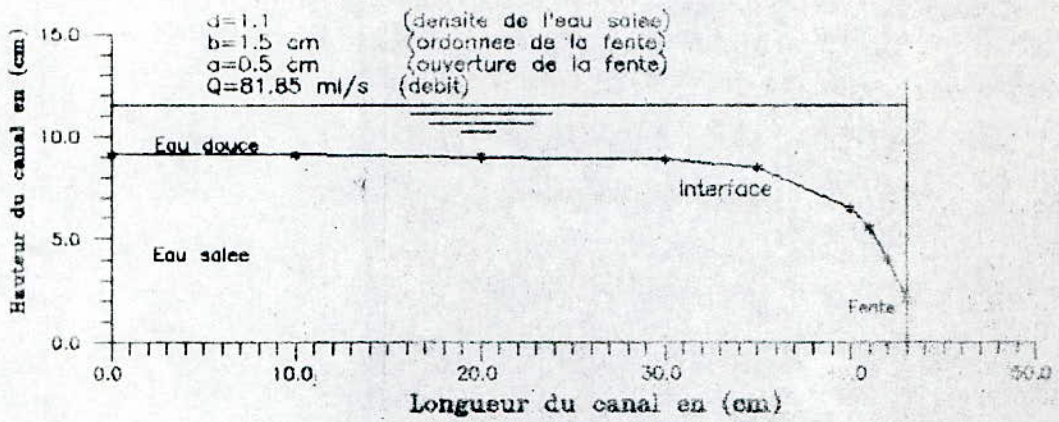
### III. La loi de la hauteur limite d'aspiration

- \* Fig 6

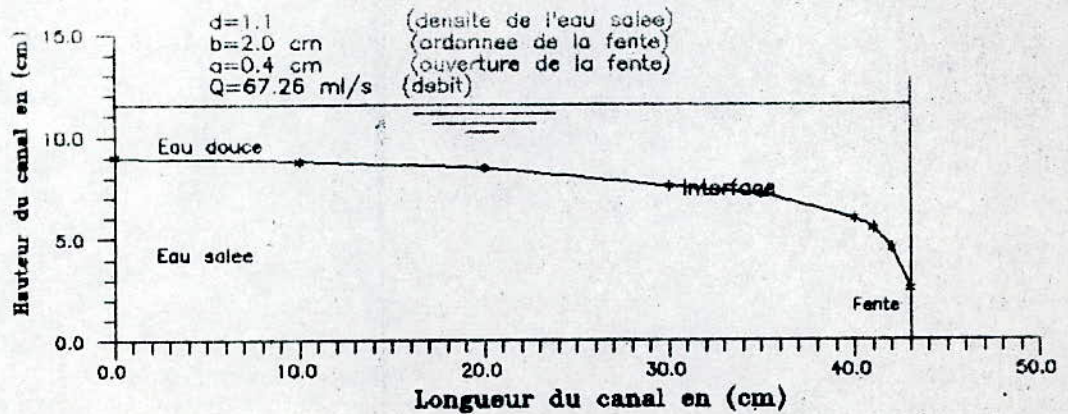
**Fig 1: POSITION DE L'INTERFACE LE LONG DU CANAL  
(DENSITE  $d=1.10$ )**



**Figure 1.1**



**Figure 1.2**



**Figure 1.3**



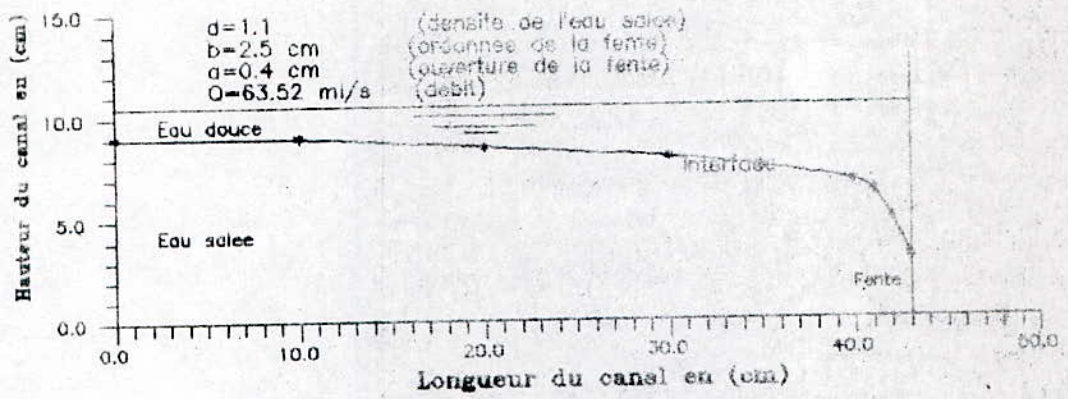


Figure 1.4

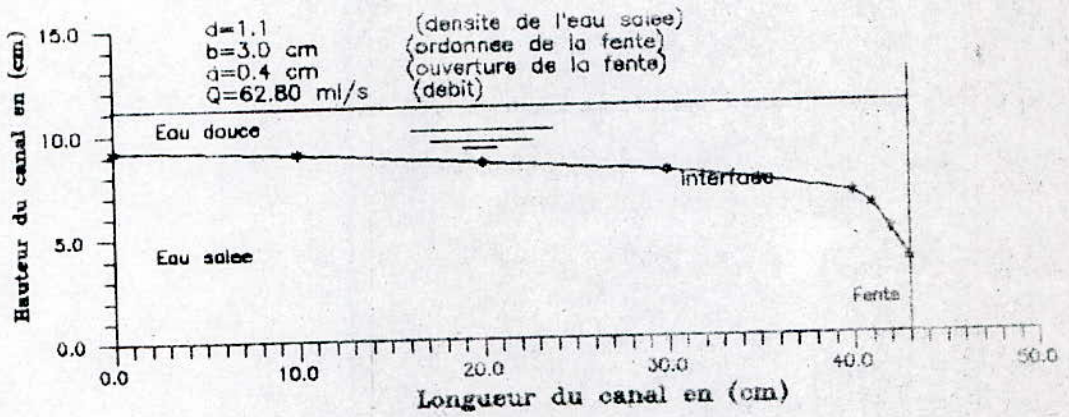


Figure 1.5

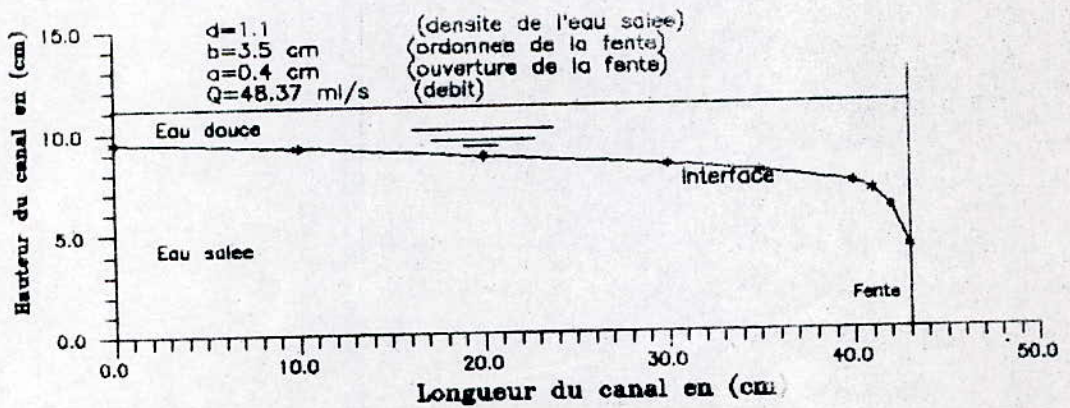


Figure 1.6

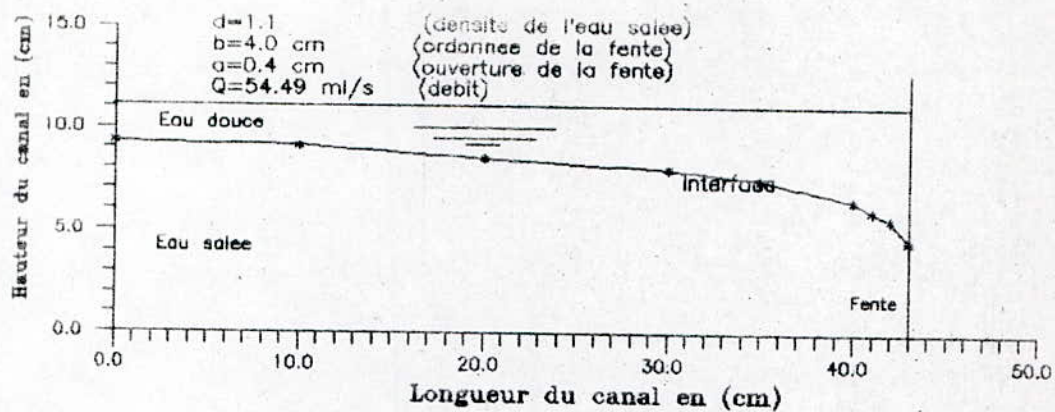
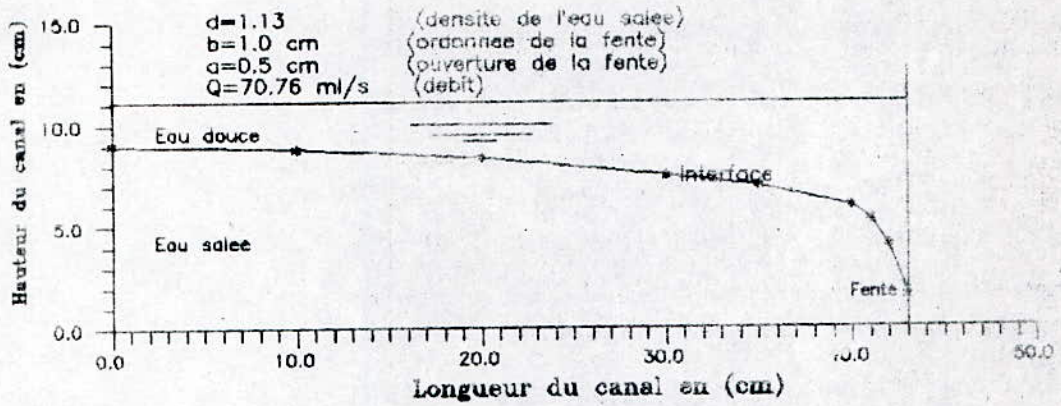


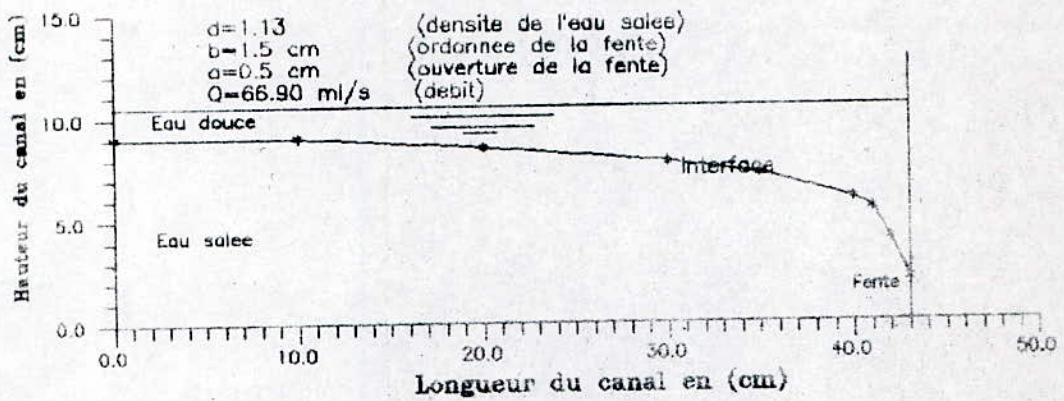
Figure 1.7



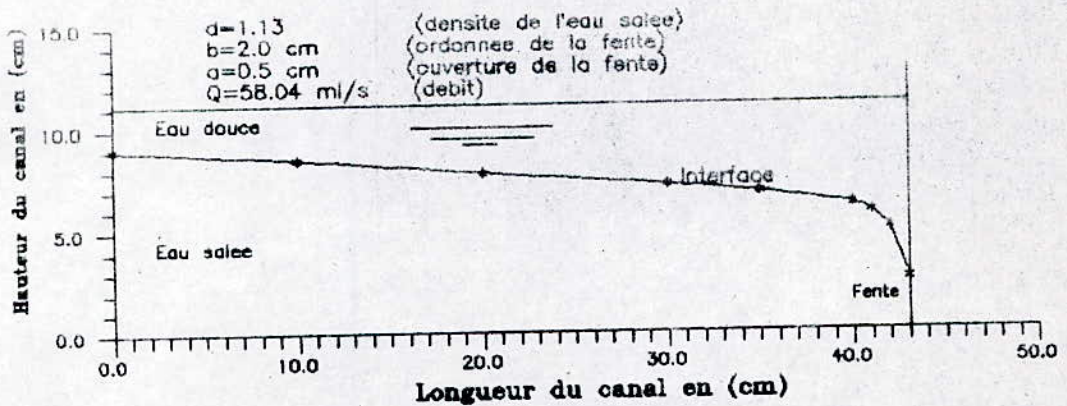
**Fig 2: POSITION DE L'INTERFACE LE LONG DU CANAL  
(DENSITE  $d=1.13$ )**



**Figure 2.1**



**Figure 2.2**



**Figure 2.3**



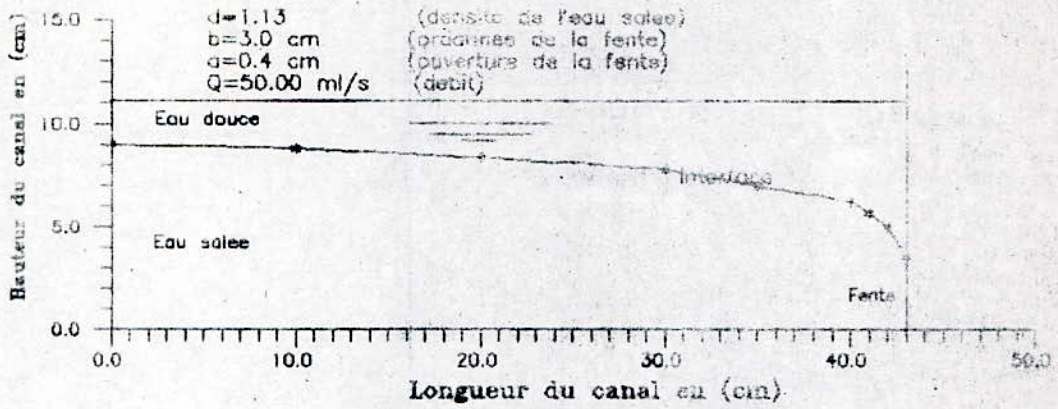


Figure 2.5

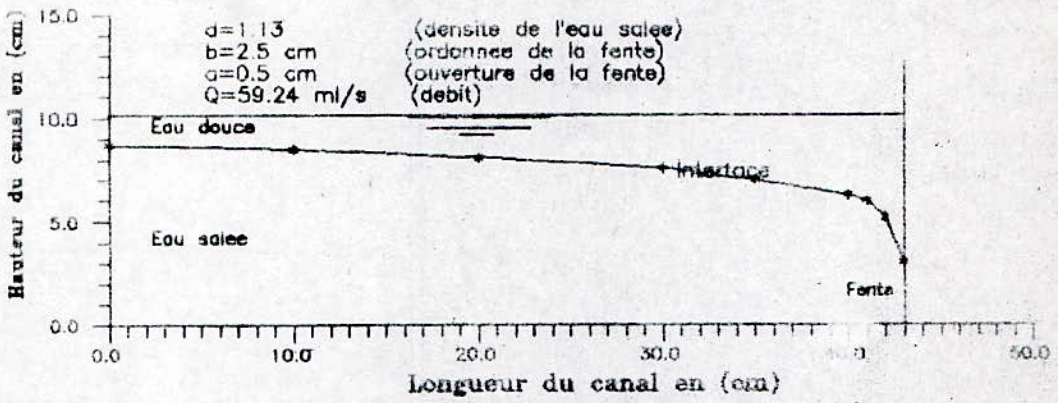


Figure 2.4

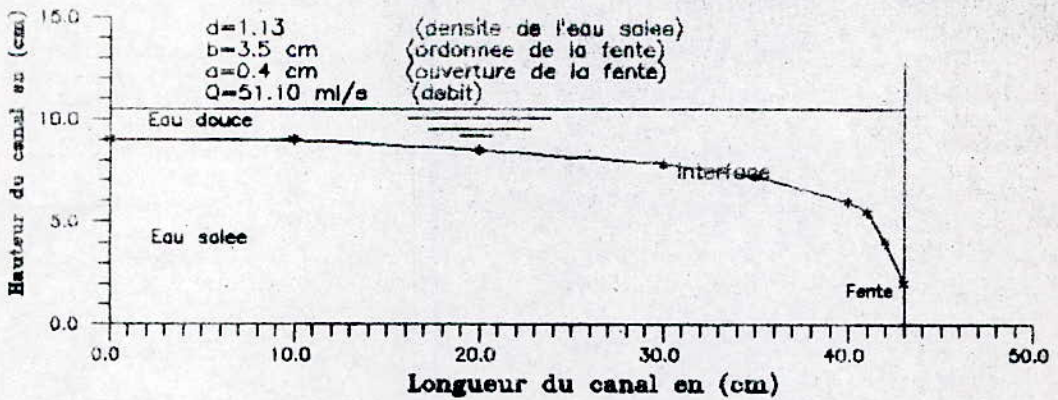


Figure 2.6



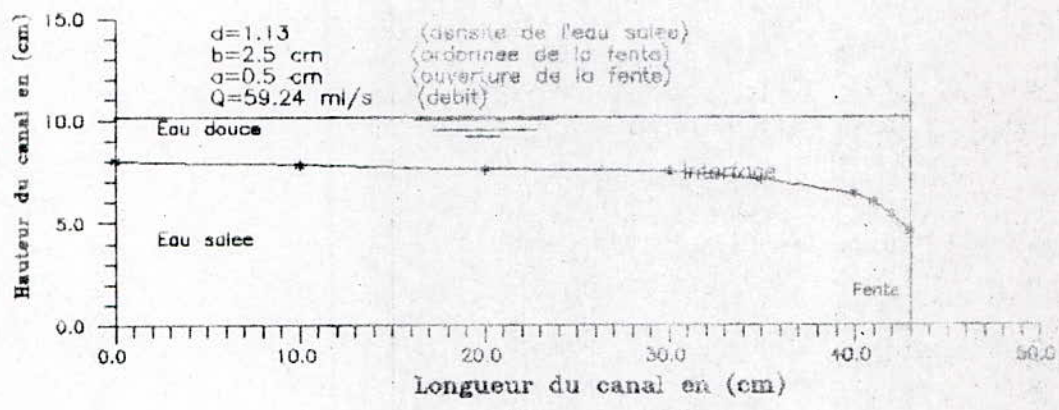
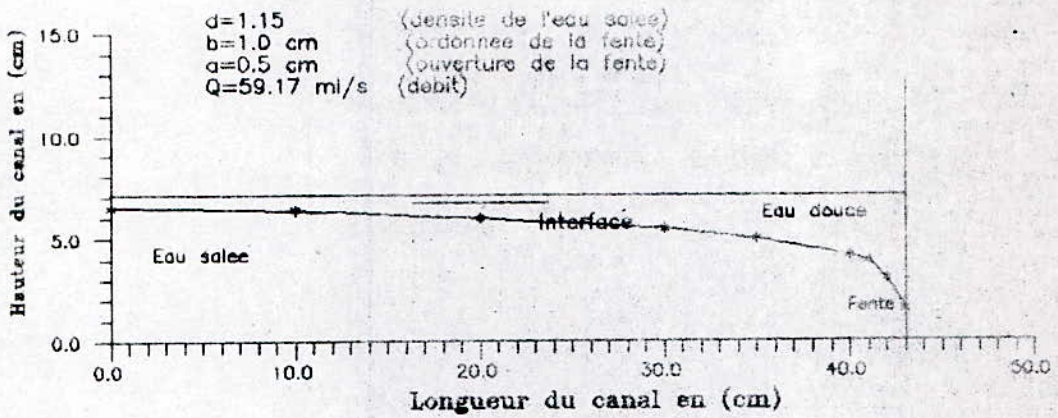
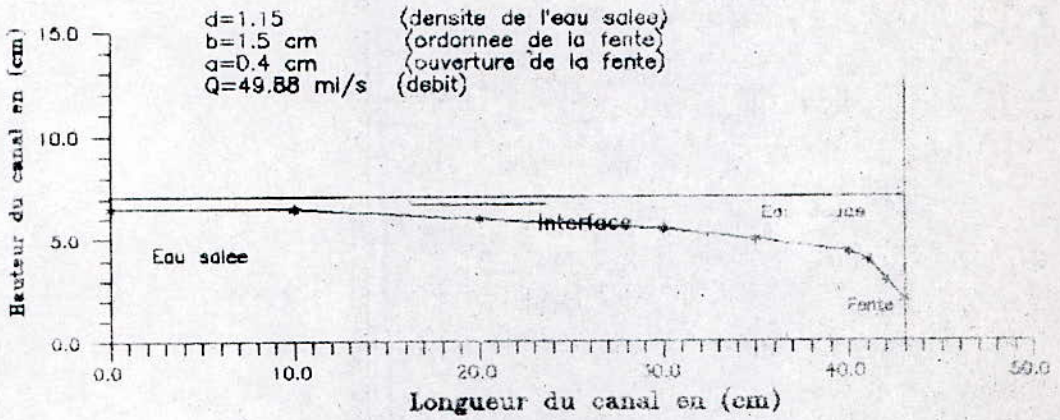


Figure 2.7

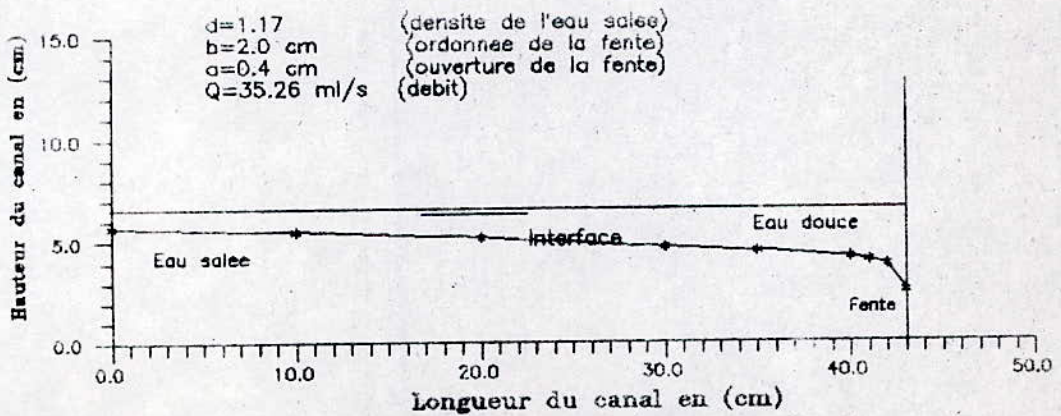
**Fig 3: POSITION DE L'INTERFACE LE LONG DU CANAL  
(DENSITE  $d=1.15$ )**



**Figure 3.1**



**Figure 3.2**



**Figure 3.3**



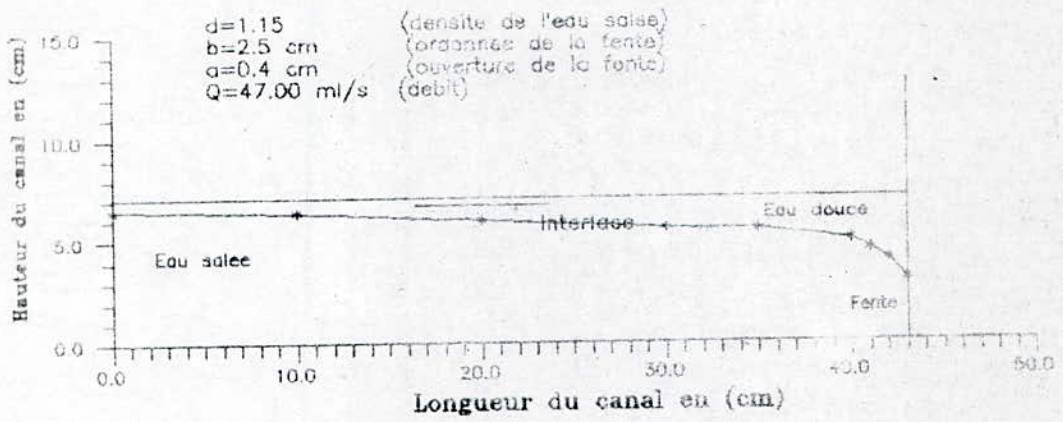


Figure 3.4

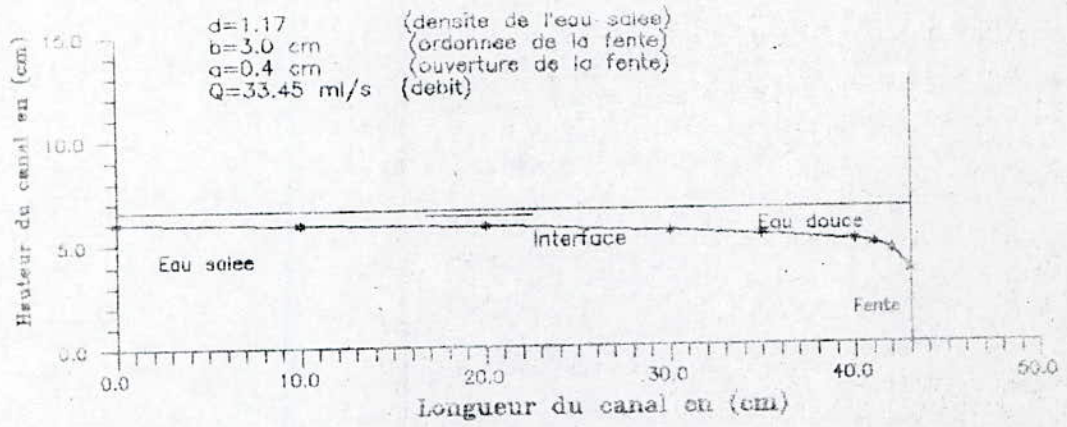


Figure 3.5

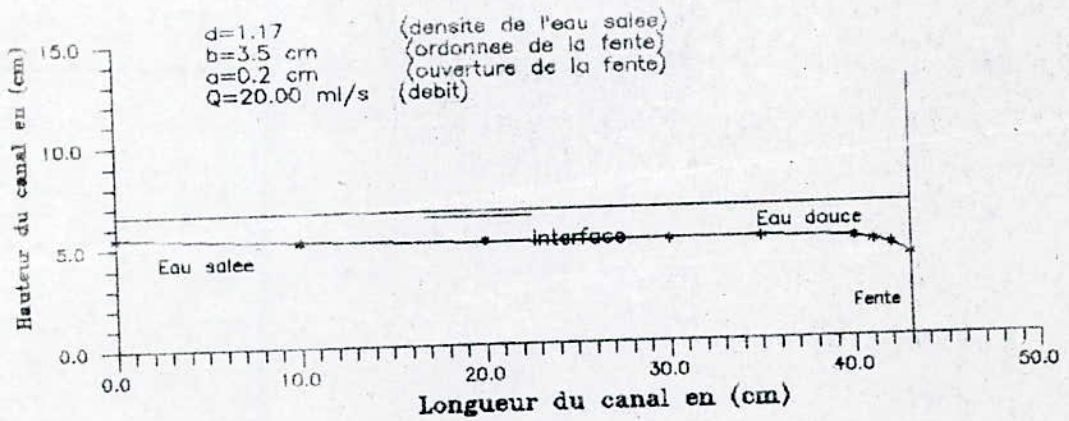


Figure 3.6

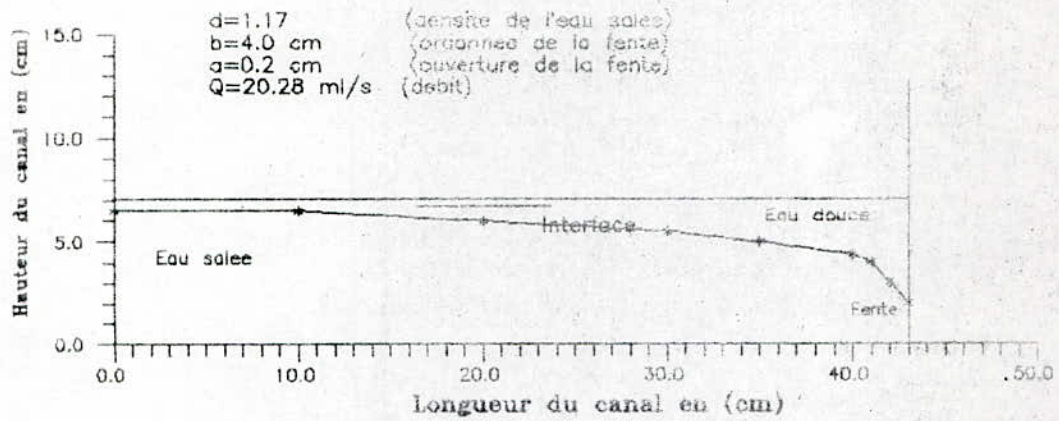
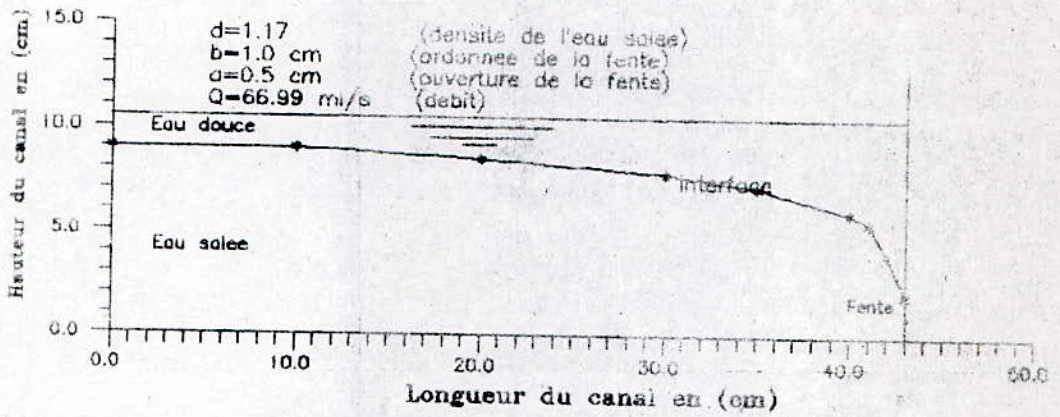


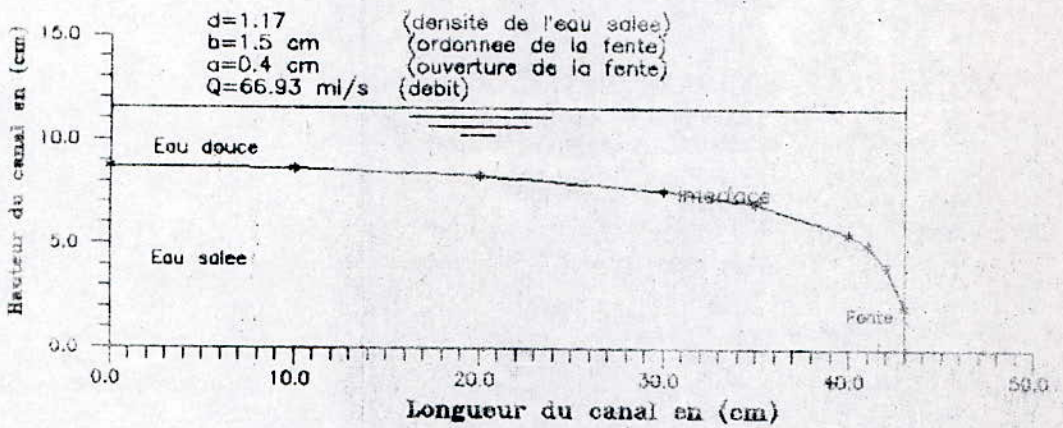
Figure 3.7



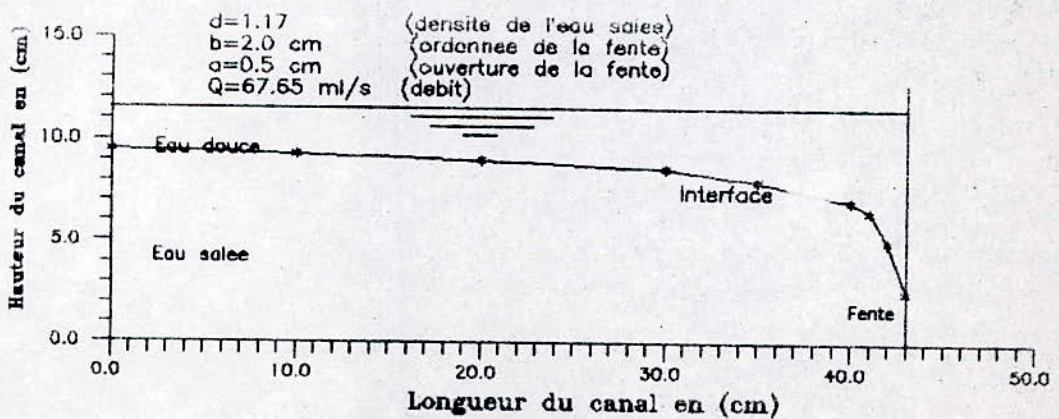
**Fig 4: POSITION DE L'INTERFACE LE LONG DU CANAL  
(DENSITE  $d=1.17$ )**



**Figure 4.1**



**Figure 4.2**



**Figure 4.3**



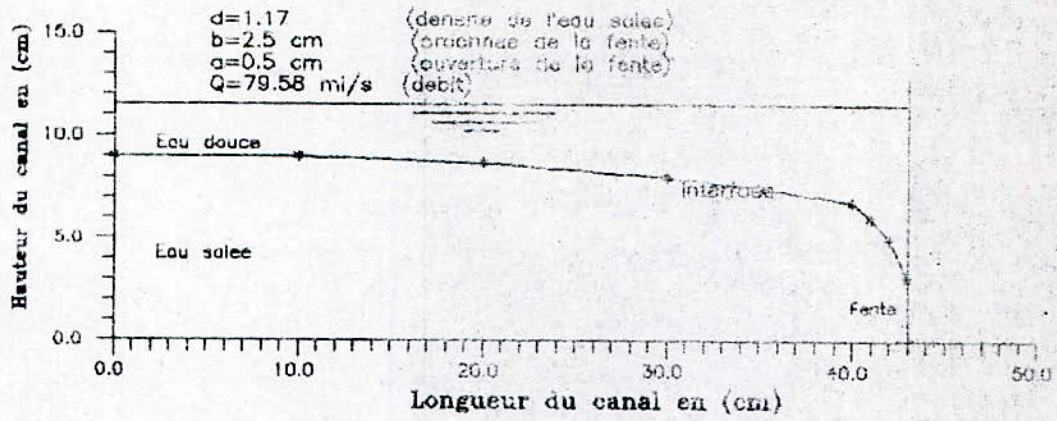


Figure 4.4

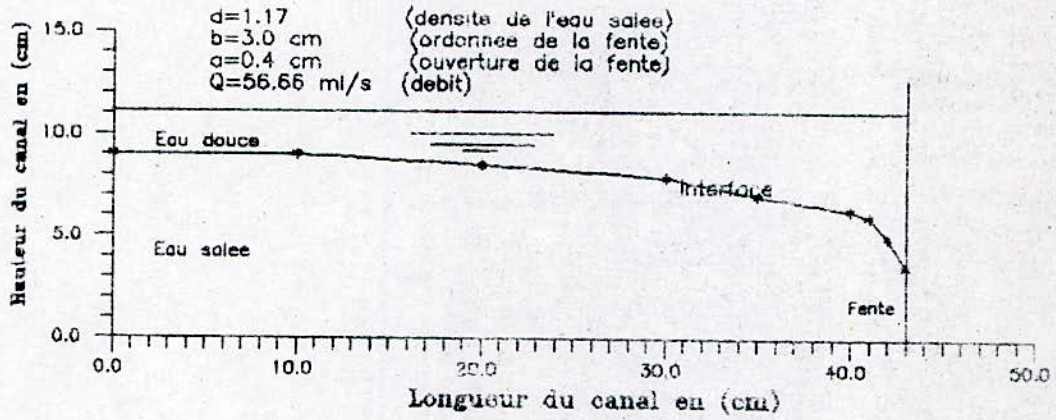


Figure 4.5

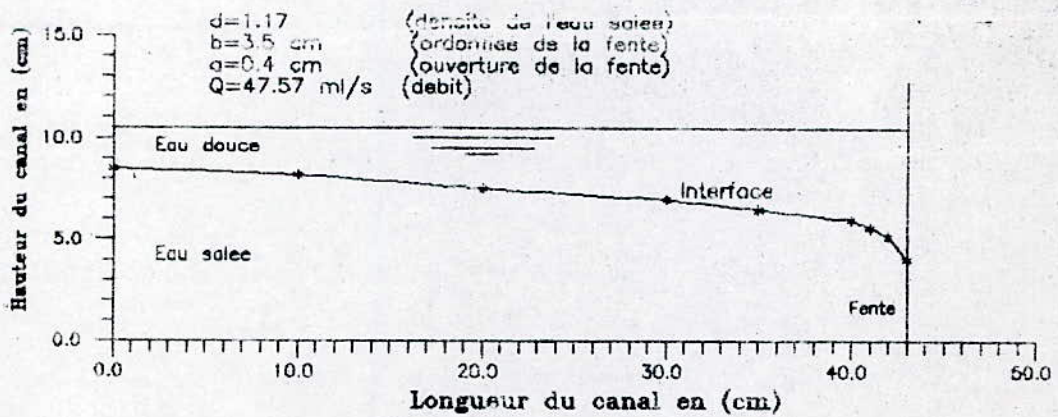


Figure 4.6



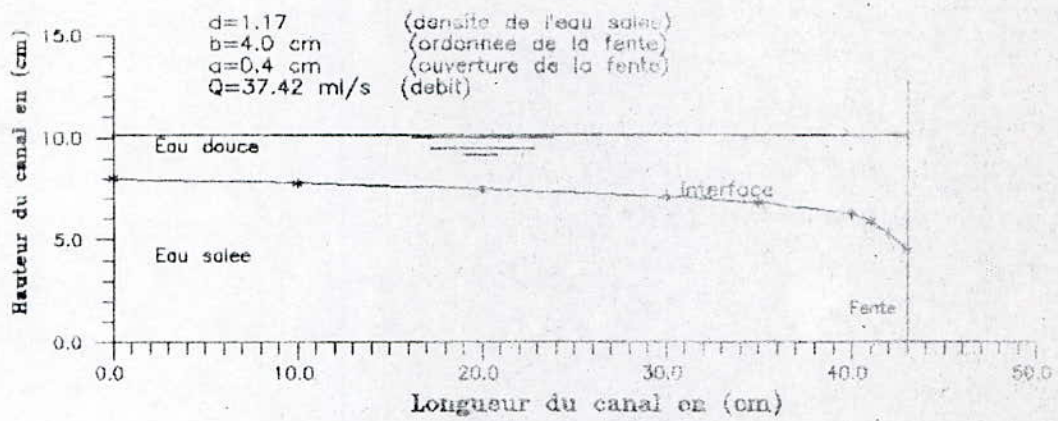


Figure 4.7

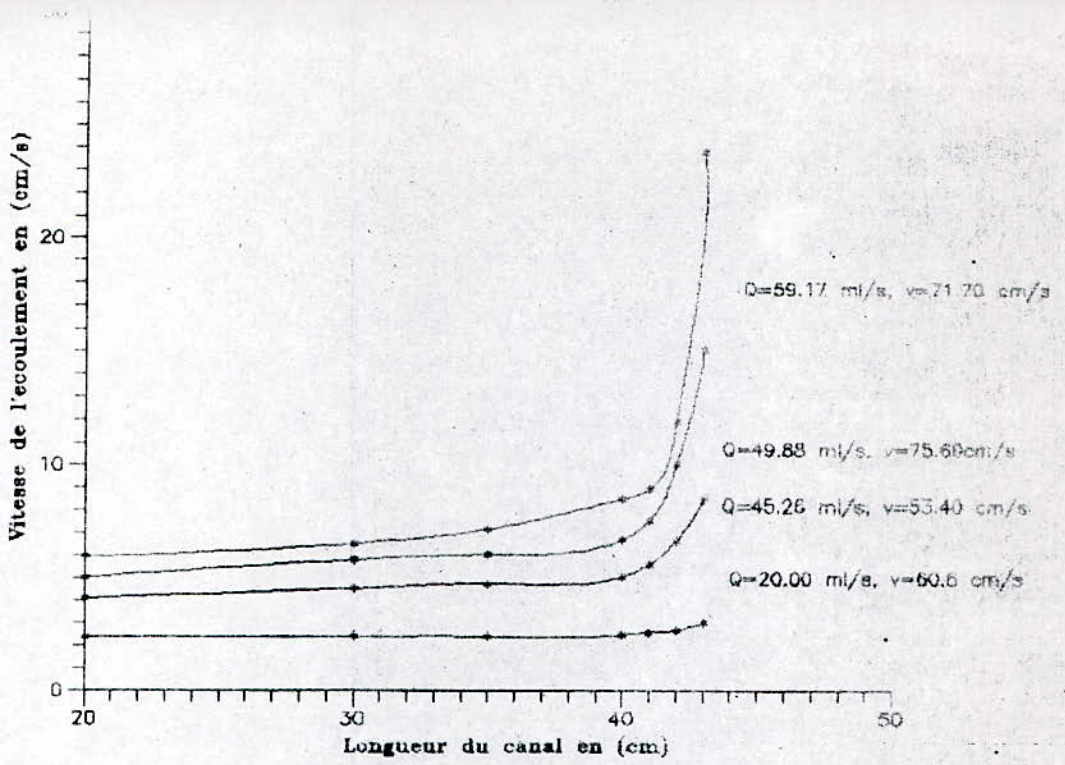


Fig 5.3: VARIATION DE LA VITESSE DE L'ÉCOULEMENT LE LONG DU CANAL (DENSITÉ  $d=1.15$ ,  $V$ :vitesse dans la fente)

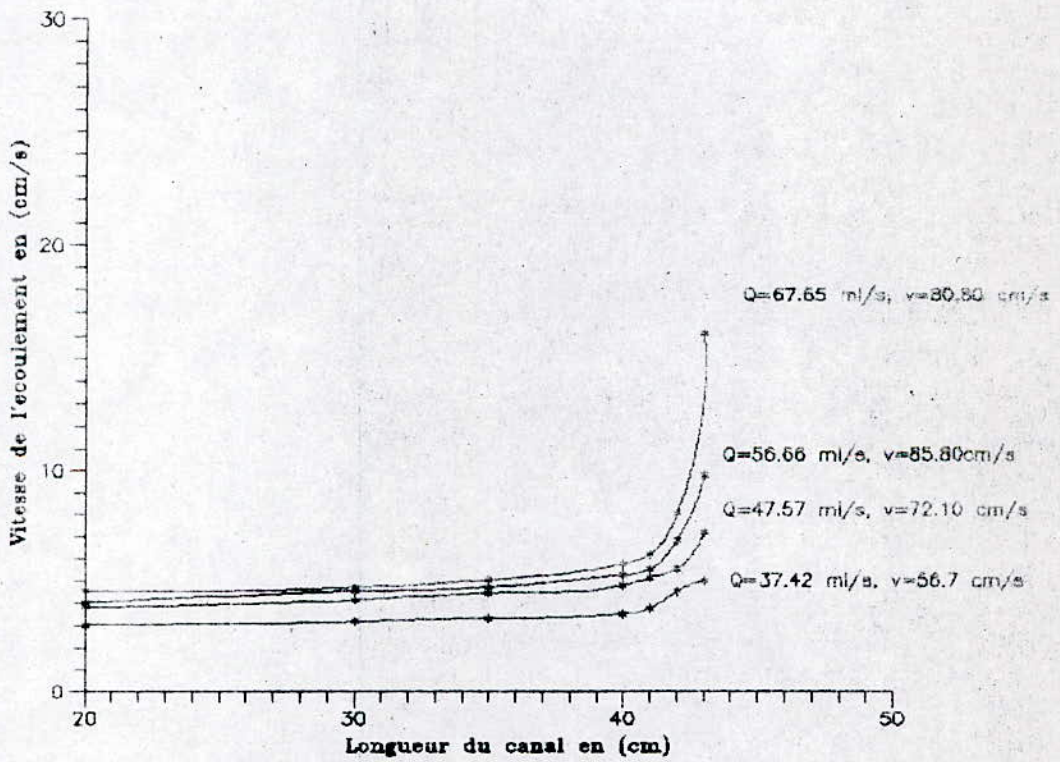
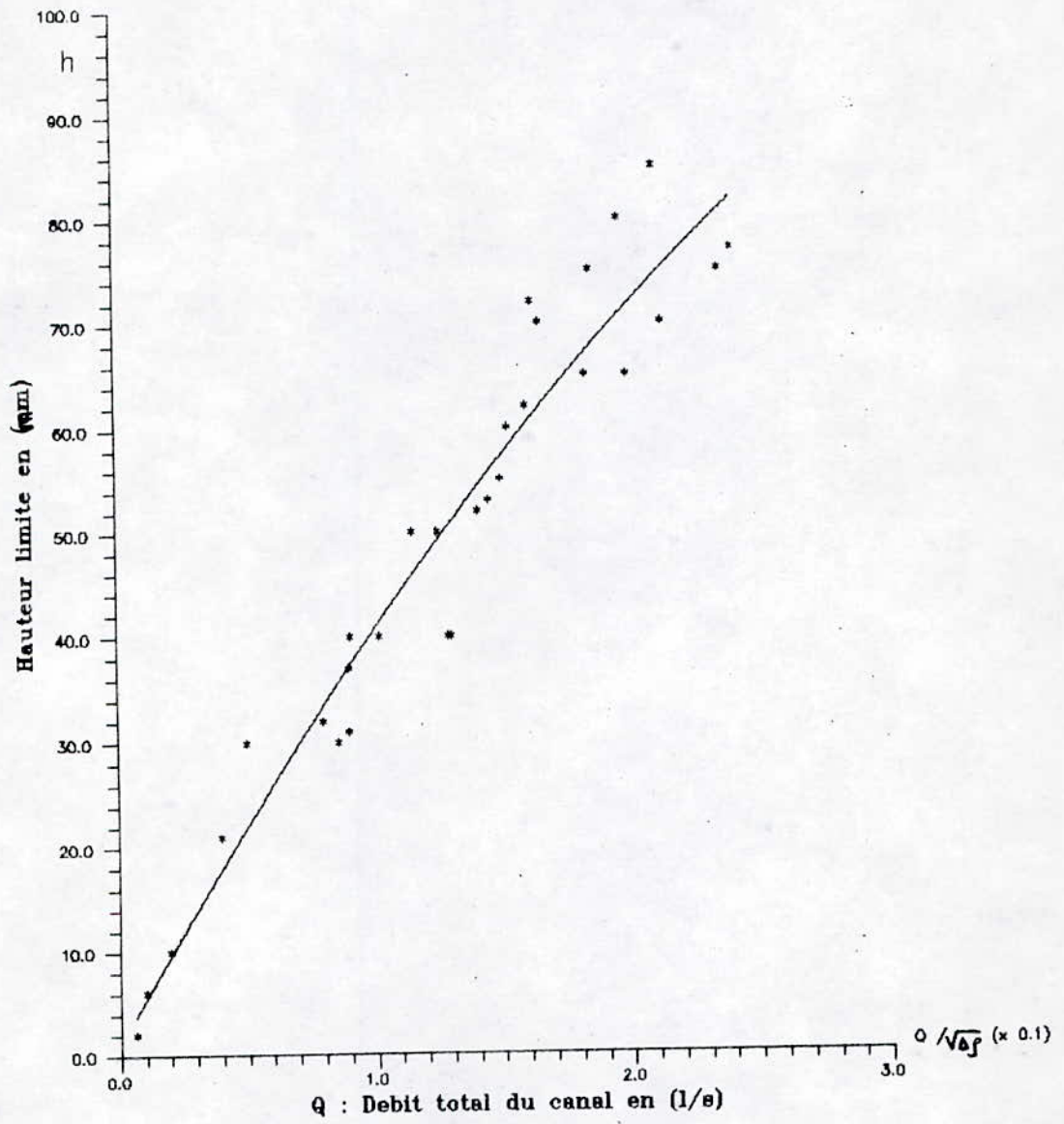


Fig 5.4: VARIATION DE LA VITESSE DE L'ÉCOULEMENT LE LONG DU CANAL (DENSITÉ  $d=1.17$ ,  $V$ :vitesse dans la fente)





**Fig 6: LA LOI DE LA HAUTEUR LIMITE D'ASPIRATION**

## Série de courbes pour un écoulement tridimensionnel

### I. Position de l'interface le long du canal

- \* Fig 7.a : Position de l'interface le long du canal  
( $d = 1.1$ , diamètre de l'orifice  $D = 0.6$  cm)
- \* Fig 7.b : position de l'interface le long du canal  
( $d = 1.1$ ,  $D = 1$  cm)
- \* Fig 8.a : position de l'interface le long du canal  
( $d = 1.13$ ,  $D = 0.6$  cm)
- \* Fig 8.b : position de l'interface le long du canal  
( $d = 1.13$ ,  $D = 1$  cm)
- \* Fig 9.a : position de l'interface le long du canal  
( $d = 1.15$ ,  $D = 0.6$  cm)
- \* Fig 9.b : position de l'interface le long du canal  
( $d = 1.15$ ,  $D = 1$  cm)
- \* Fig 10.a : position de l'interface le long du canal  
( $d = 1.17$ ,  $D = 0.6$  cm)
- \* Fig 10.b : position de l'interface le long du canal  
( $d = 1.17$ ,  $D = 1$  cm)

### II. Variation de la vitesse de l'écoulement le long du canal

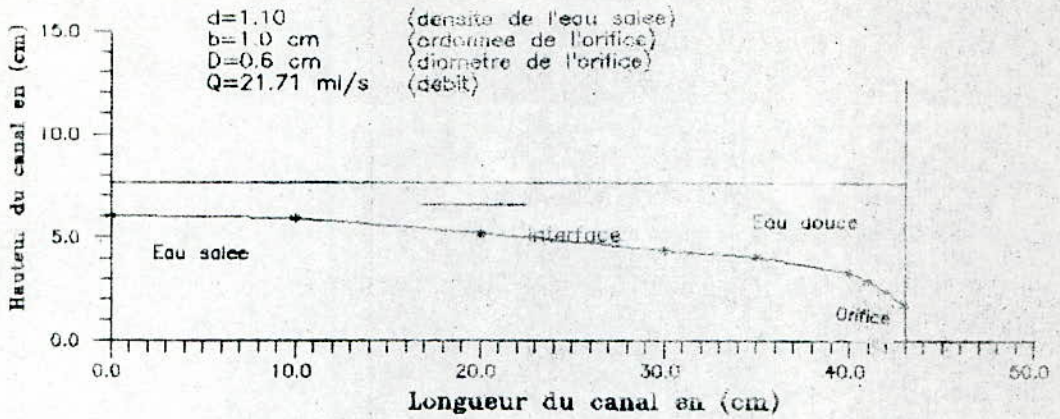
- \* Fig 11.1 : variation de la vitesse de l'écoulement le long du canal ( $d = 1.1$ )
- \* Fig 11.2 : variation de la vitesse de l'écoulement le long du canal ( $d = 1.13$ )
- \* Fig 11.3 : variation de la vitesse de l'écoulement le long du canal ( $d = 1.15$ )
- \* Fig 11.4 : variation de la vitesse de l'écoulement le long du canal ( $d = 1.17$ )

### III. La loi de la hauteur limite d'aspiration

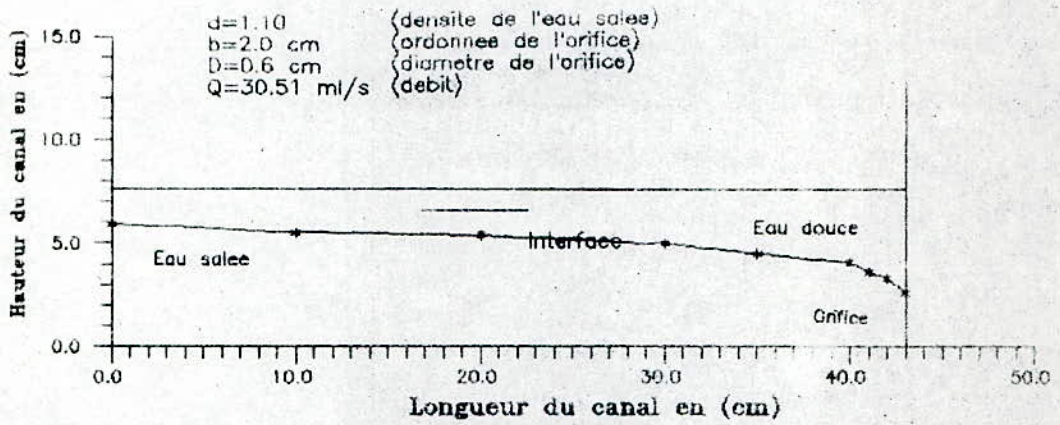
- \* Fig 12



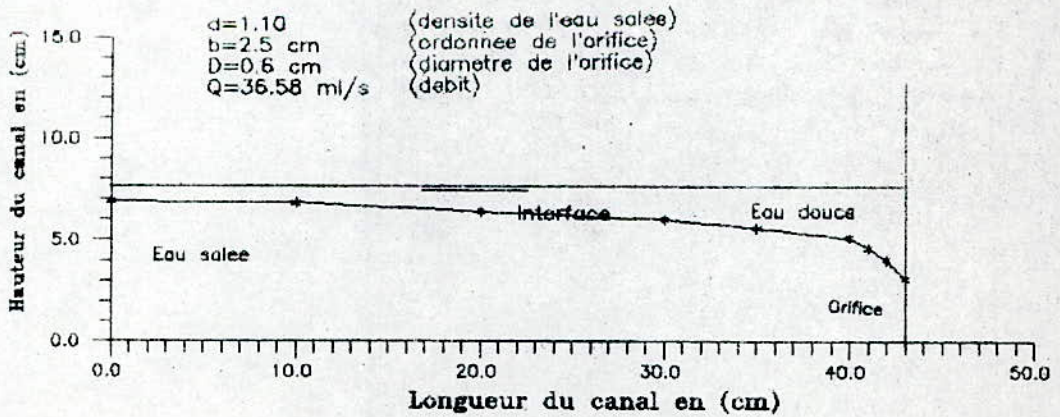
**Fig 7a: POSITION DE L'INTERFACE LE LONG DU CANAL  
(DENSITE  $d=1.10$ , DIAMETRE DE L'ORIFICE  $D=0.6$  cm)**



**Figure 7.a.1**



**Figure 7.a.2**



**Figure 7.a.3**

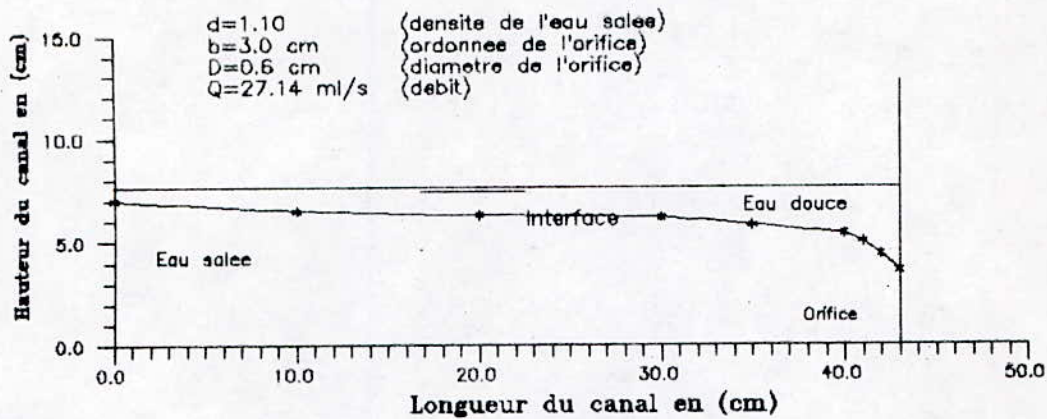


Figure 7.a.4

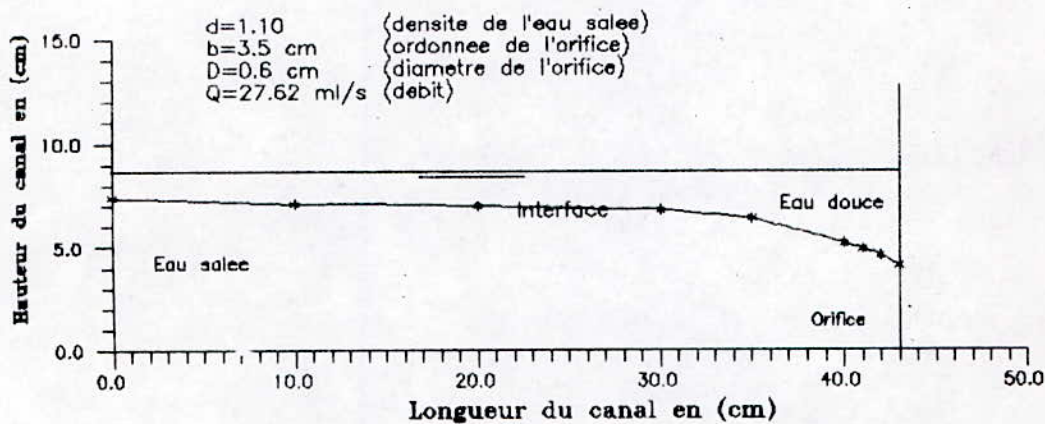


Figure 7.a.5

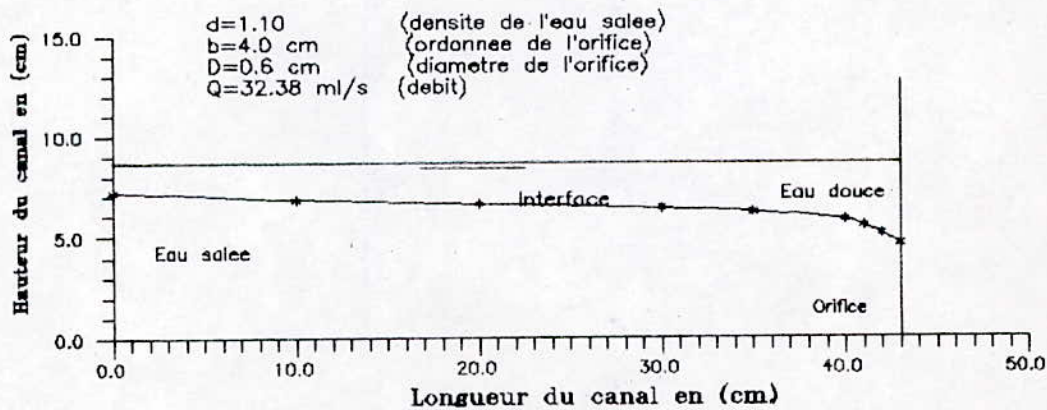
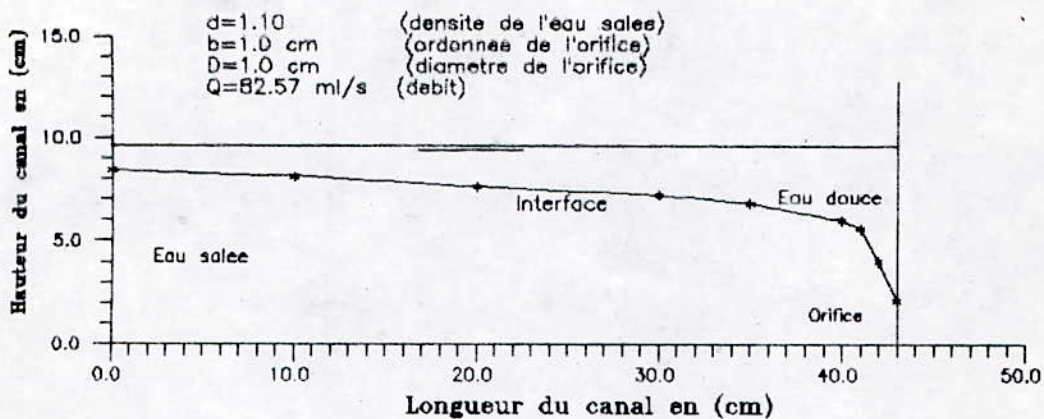


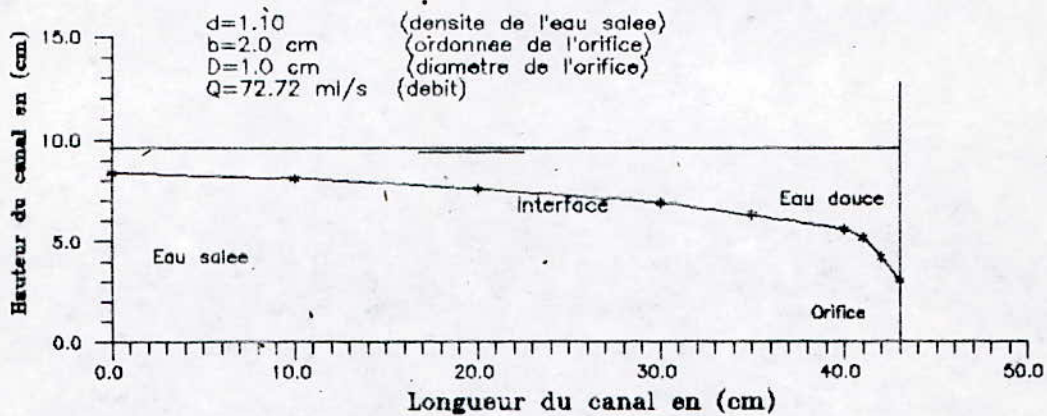
Figure 7.a.6



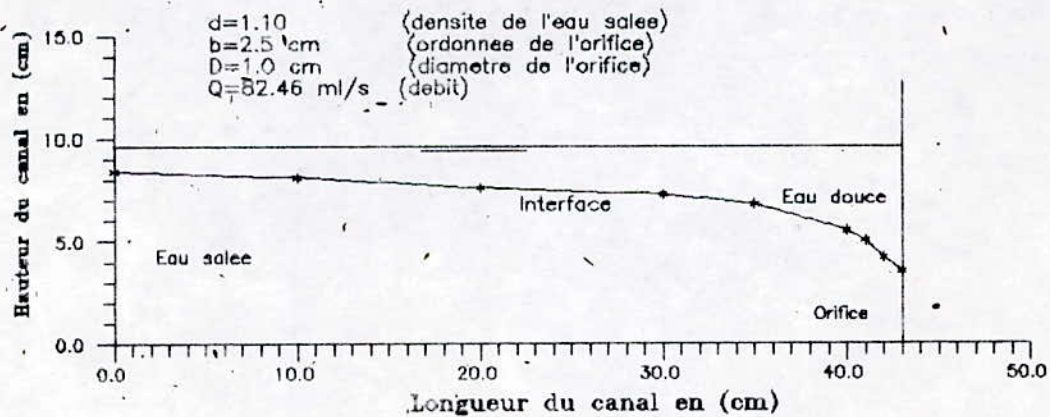
**Fig 7b: POSITION DE L'INTERFACE LE LONG DU CANAL  
(DENSITE  $d=1.10$ , DIAMETRE DE L'ORIFICE  $D=1.0$  cm)**



**Figure 7.b.1**



**Figure 7.b.2**



**Figure 7.b.3**

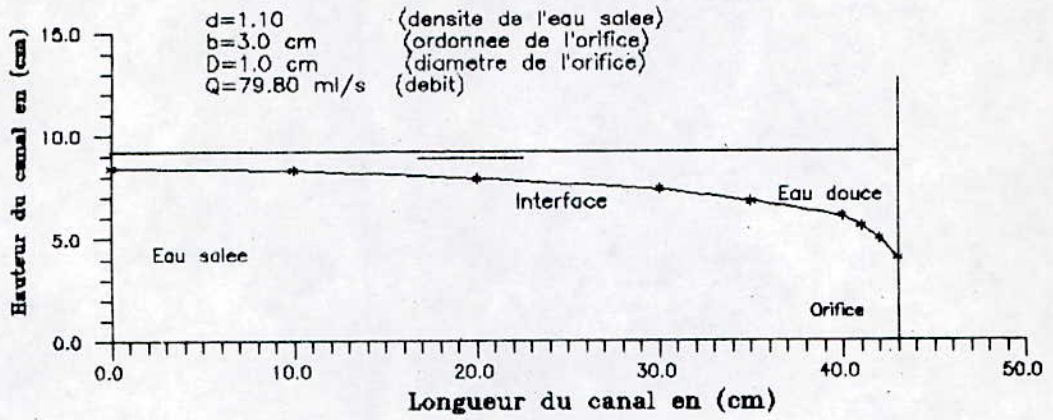


Figure 7.b.4

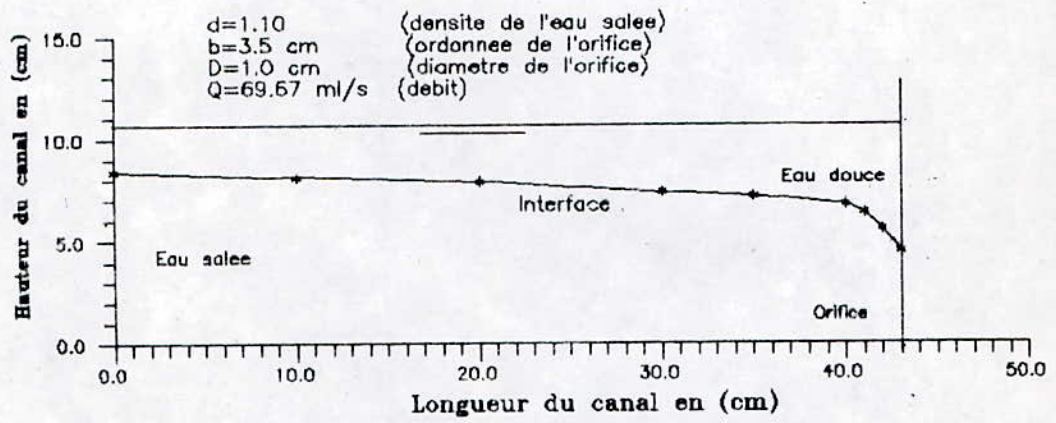


Figure 7.b.5

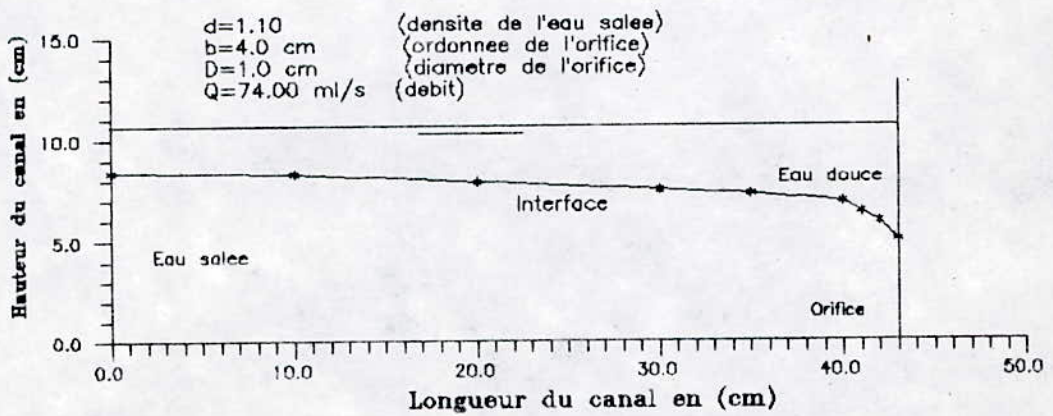
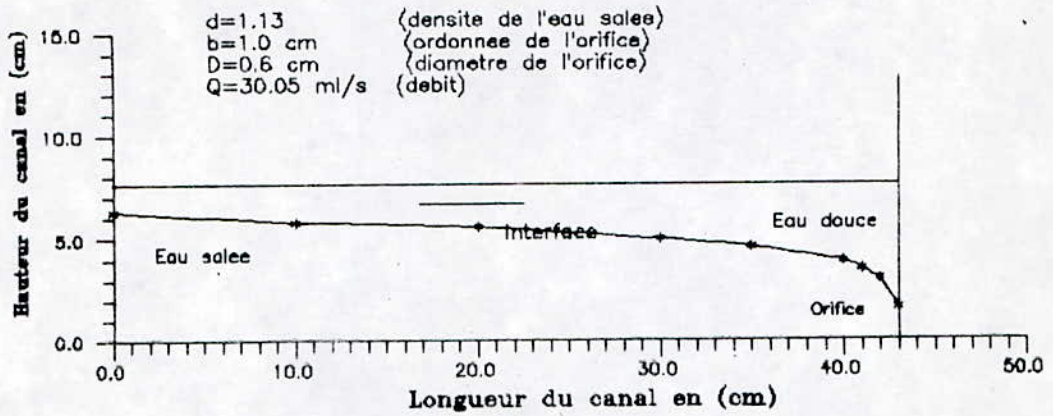


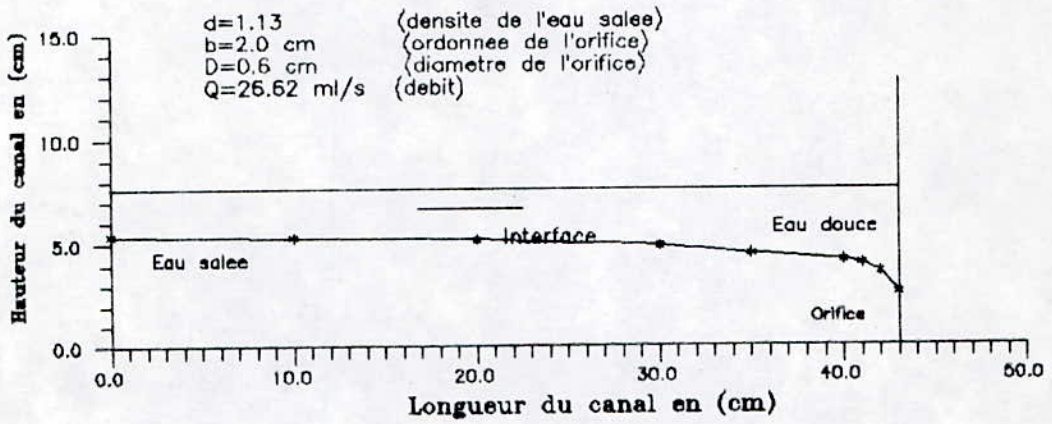
Figure 7.b.6



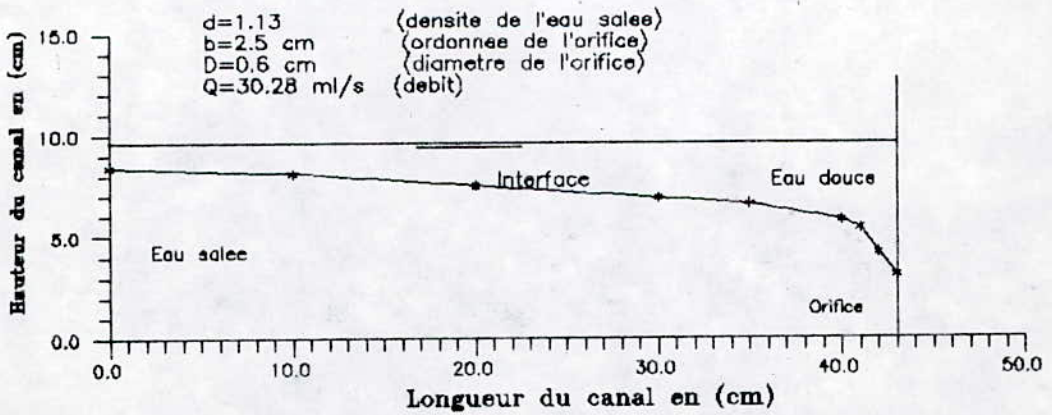
**Fig 8a: POSITION DE L'INTERFACE LE LONG DU CANAL**  
 (DENSITE  $d=1.13$ , DIAMETRE DE L'ORIFICE  $D=0.6$  cm)



*Figure 8.a.1*



*Figure 8.a.2*



*Figure 8.a.3*

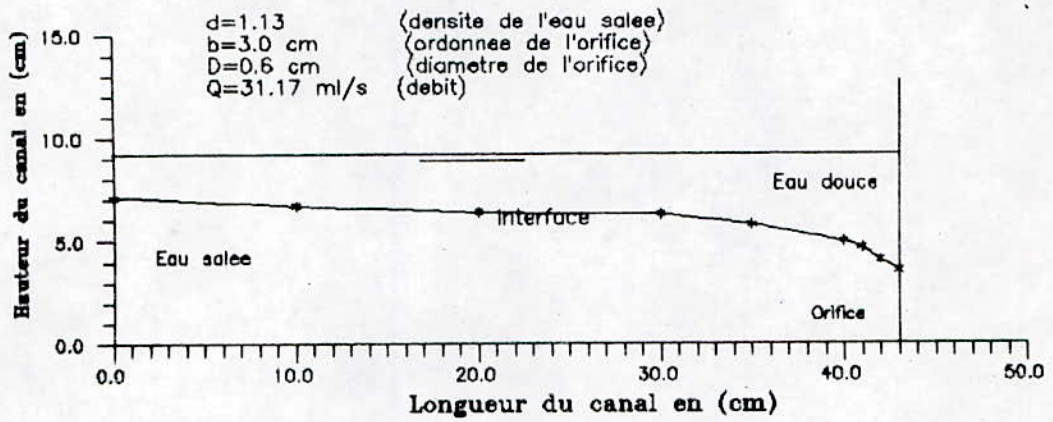


Figure 8.a.4

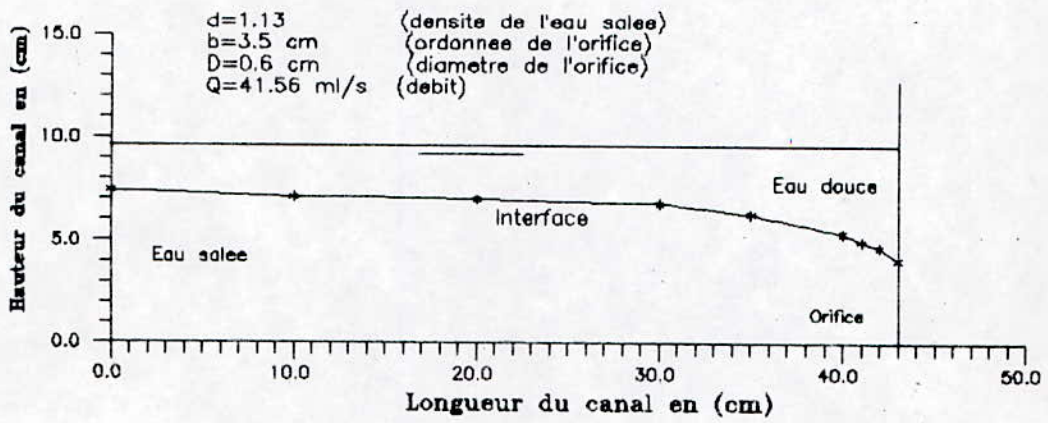


Figure 8.a.5

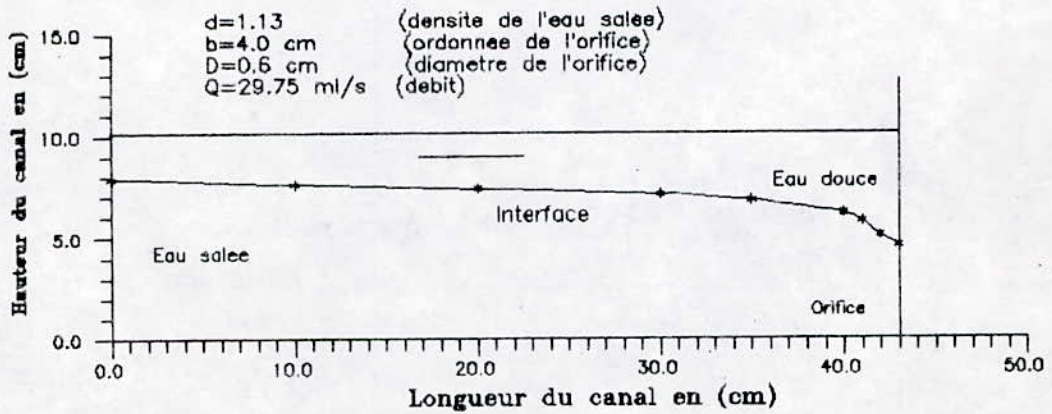
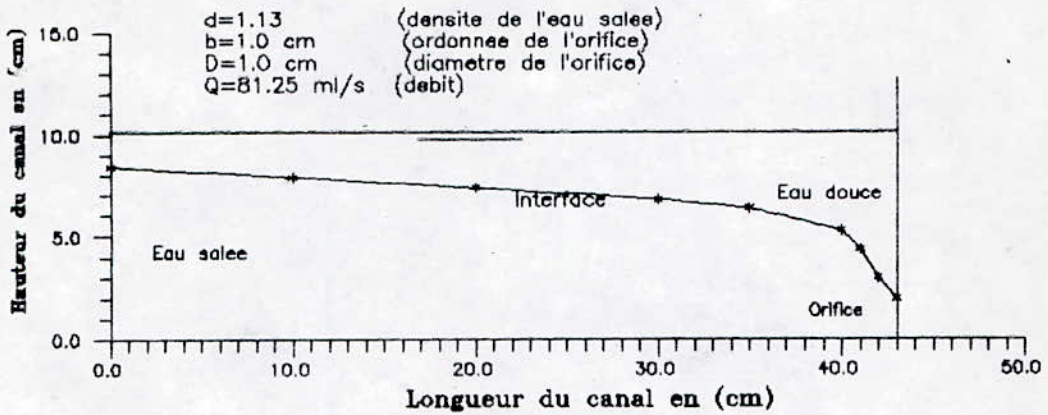


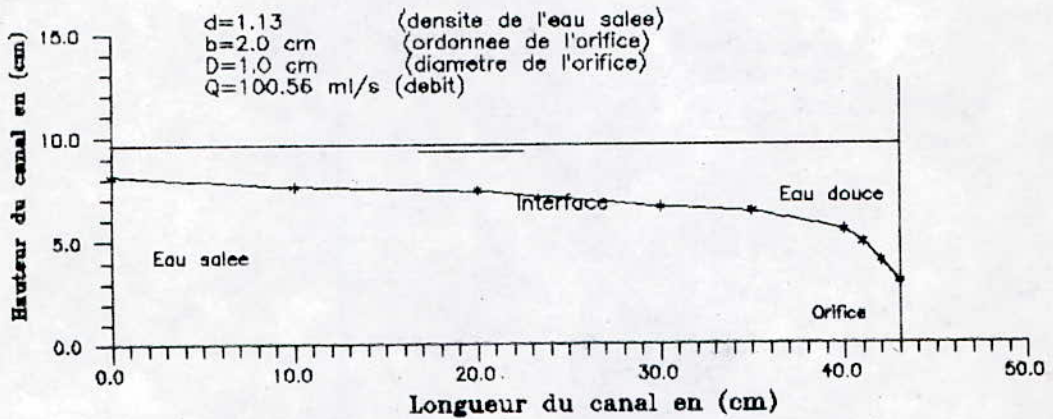
Figure 8.a.6



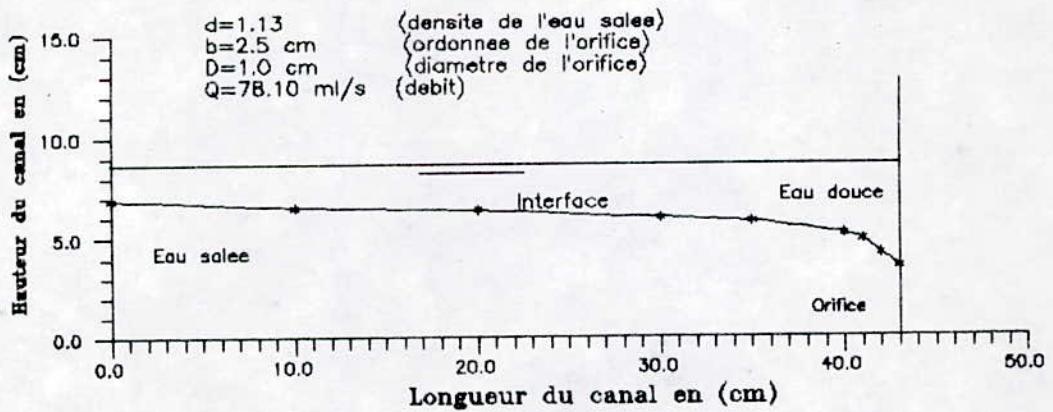
**Fig 8b: POSITION DE L'INTERFACE LE LONG DU CANAL  
(DENSITE  $d=1.13$ , DIAMETRE DE L'ORIFICE  $D=1.0$  cm)**



*Figure 8.b.1*



*Figure 8.b.2*



*Figure 8.b.3*

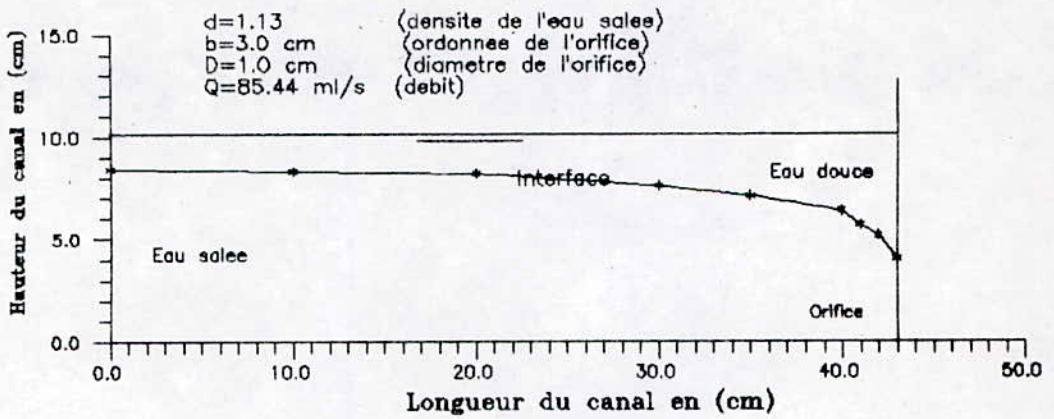


Figure 8.b.4

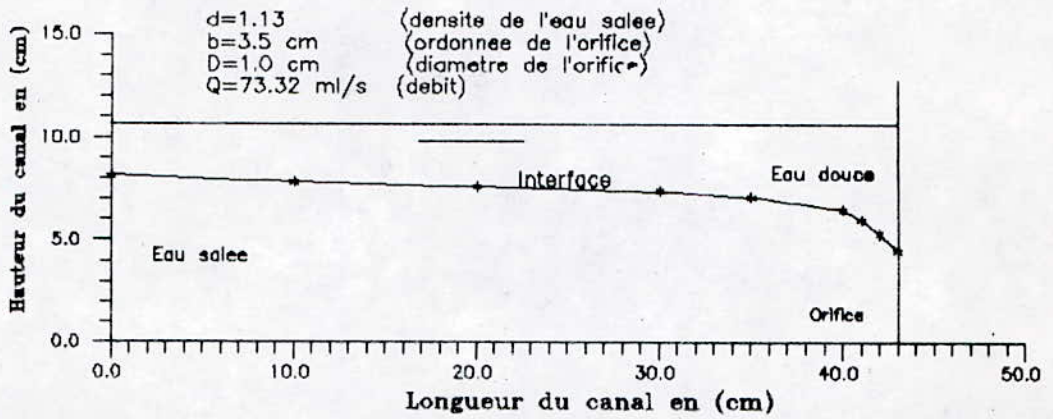


Figure 8.b.5

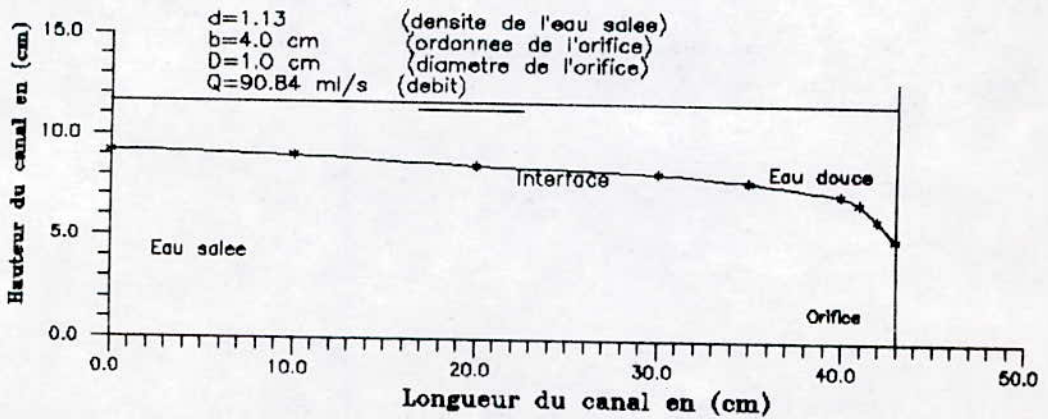
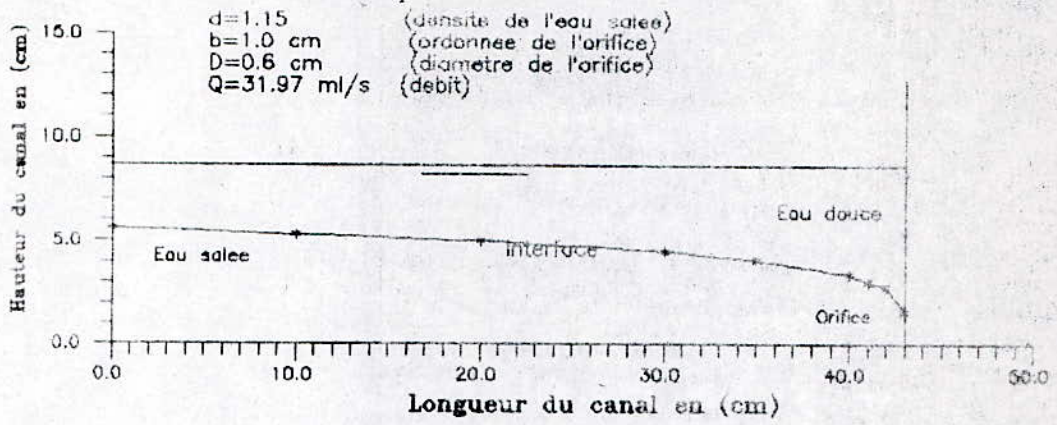


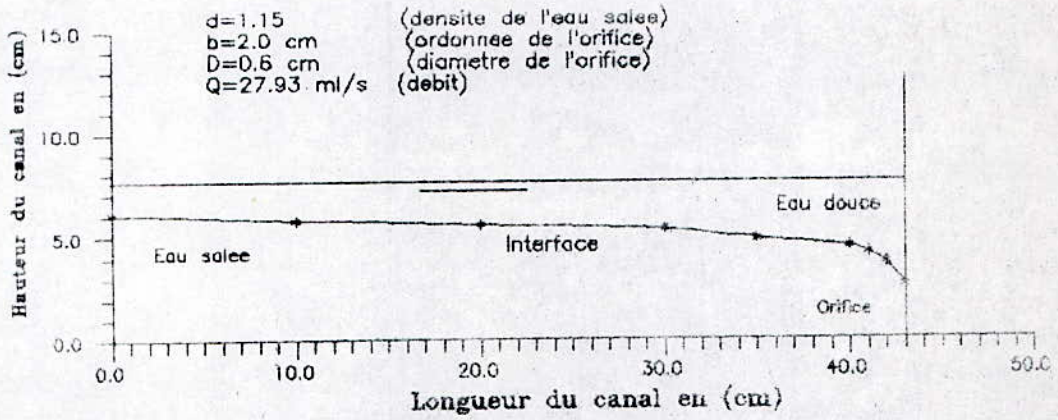
Figure 8.b.6



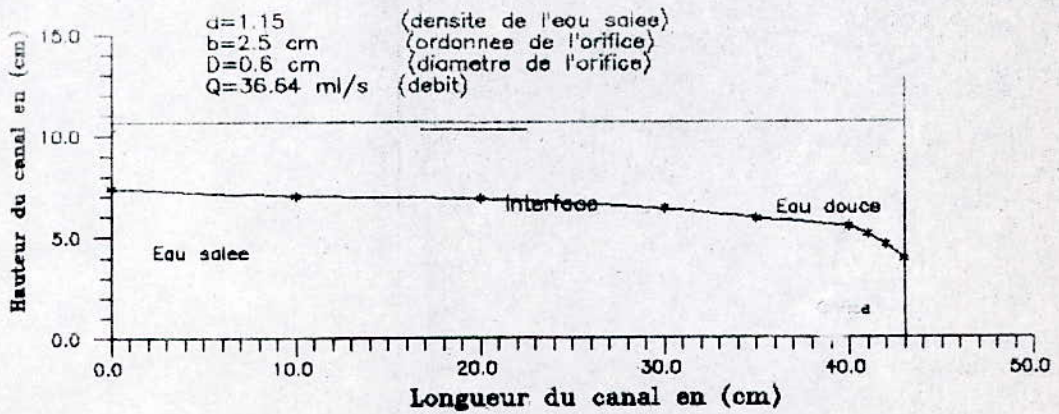
**Fig 9a: POSITION DE L'INTERFACE LE LONG DU CANAL  
(DENSITE  $d=1.15$ , DIAMETRE DE L'ORIFICE  $D=0.6$  cm)**



**Figure 9.a.1**



**Figure 9.a.2**



**Figure 9.a.3**



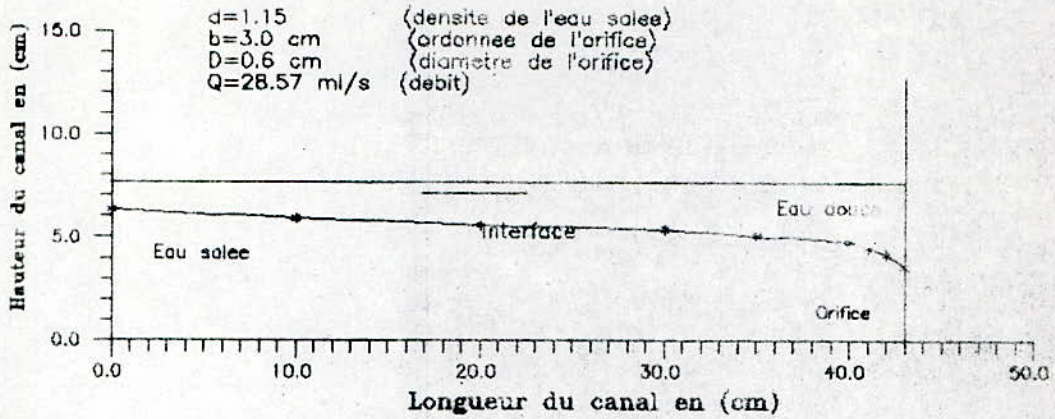


Figure 9.a.4

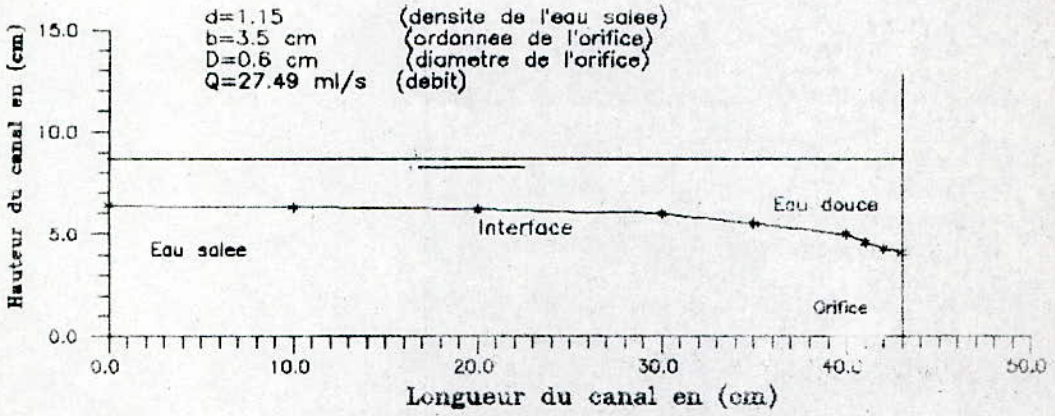


Figure 9.a.5

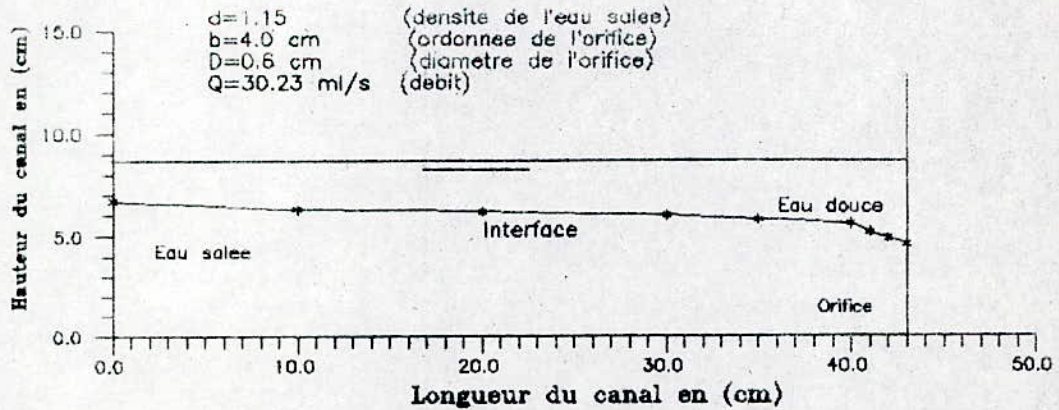
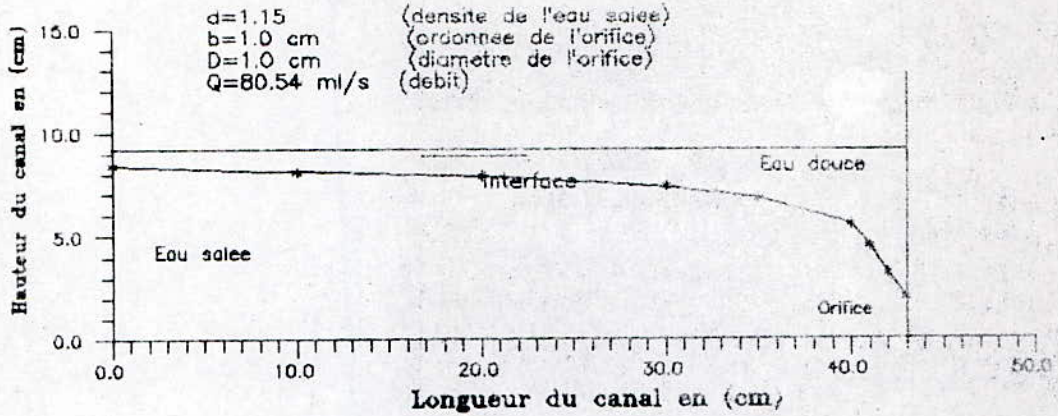


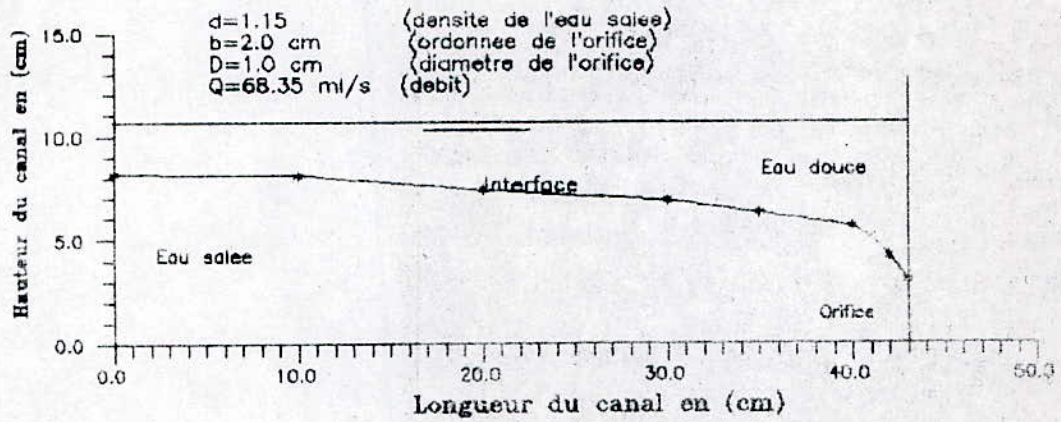
Figure 9.a.6



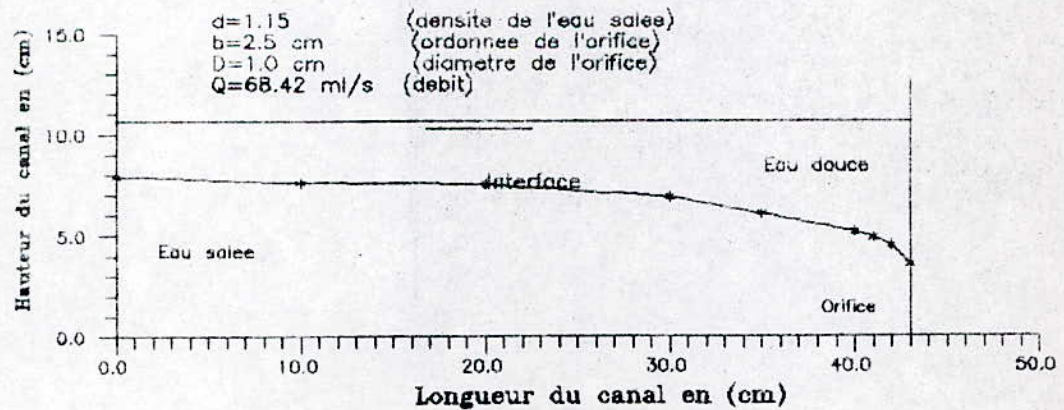
**Fig 9b: POSITION DE L'INTERFACE LE LONG DU CANAL  
(DENSITE  $d=1.15$ , DIAMETRE DE L'ORIFICE  $D=1.0$  cm)**



**Figure 9.b.1**



**Figure 9.b.2**



**Figure 9.b.3**

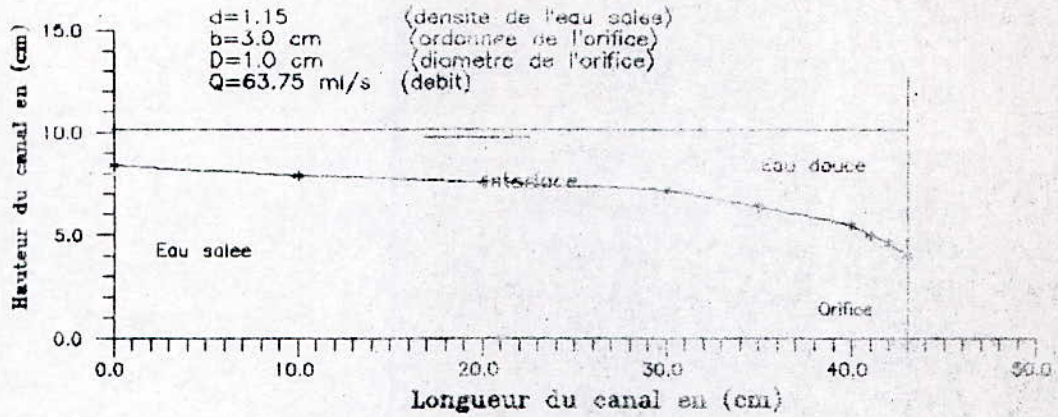


Figure 9.b.4

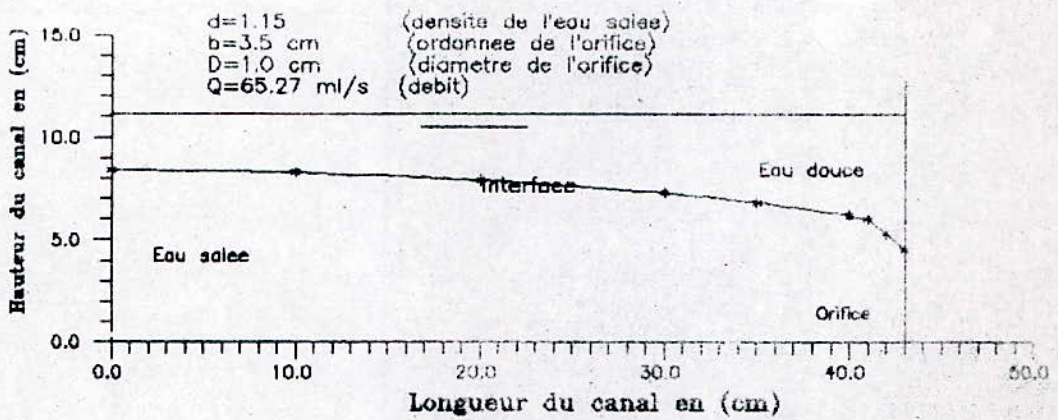


Figure 9.b.5

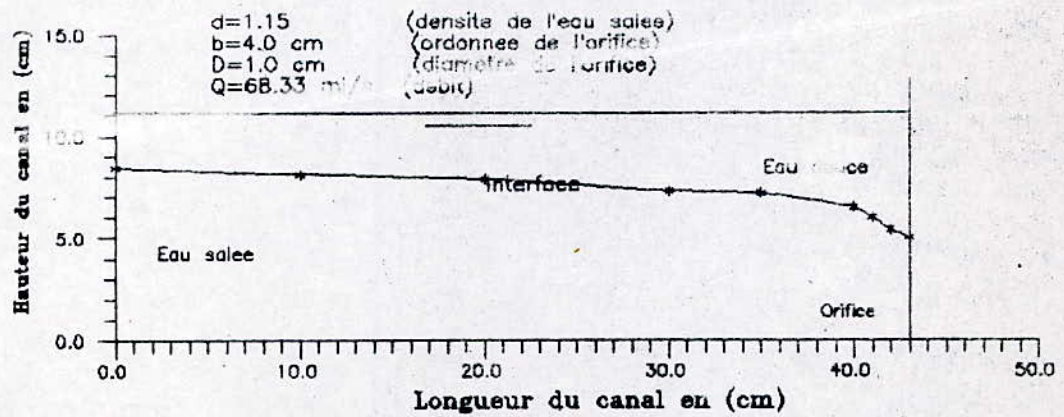
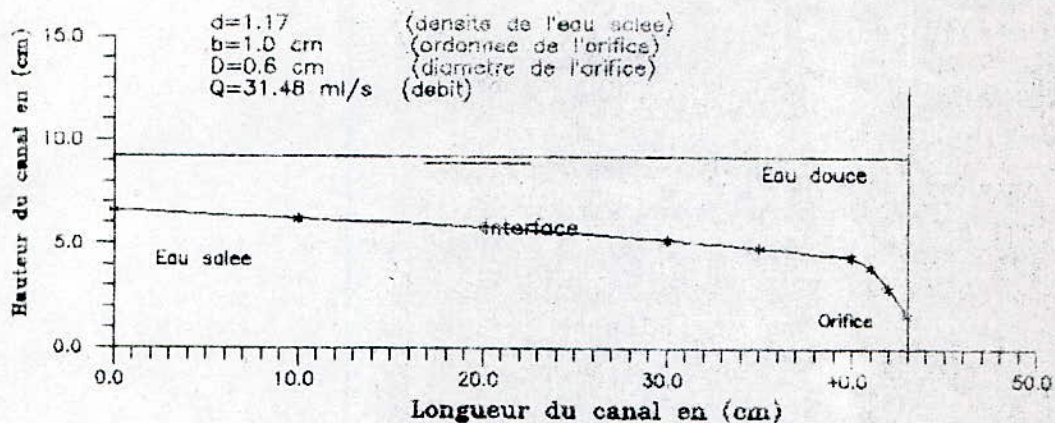


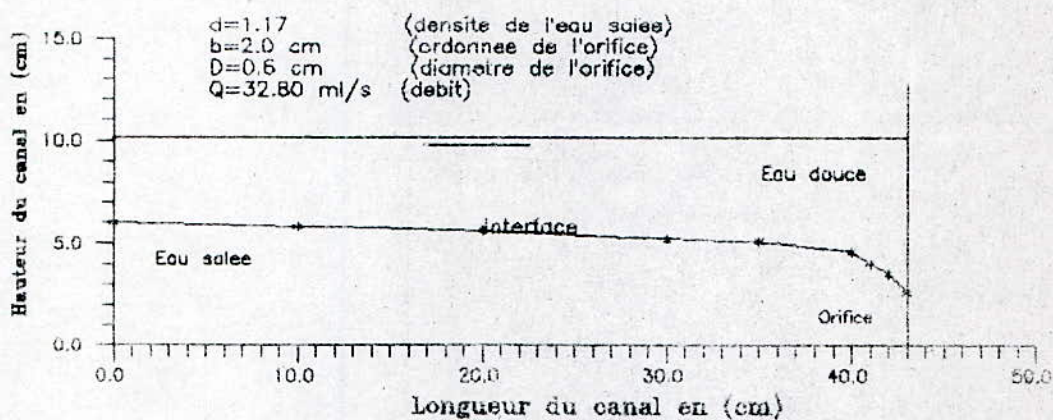
Figure 9.b.6



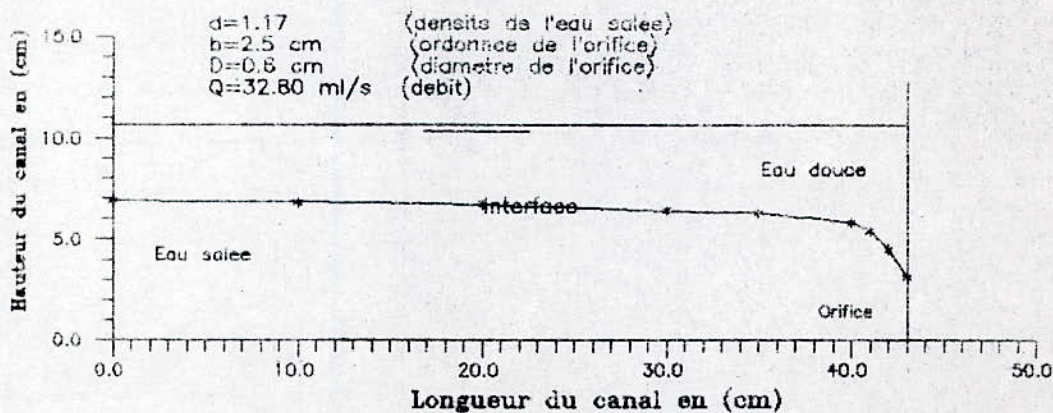
**Fig 10a : POSITION DE L'INTERFACE LE LONG DU CANAL  
(DENSITE  $d=1.17$ , DIAMETRE DE L'ORIFICE  $D=0.6$  cm)**



*Figure 10.a.1*



*Figure 10.a.2*



*Figure 10.a.3*



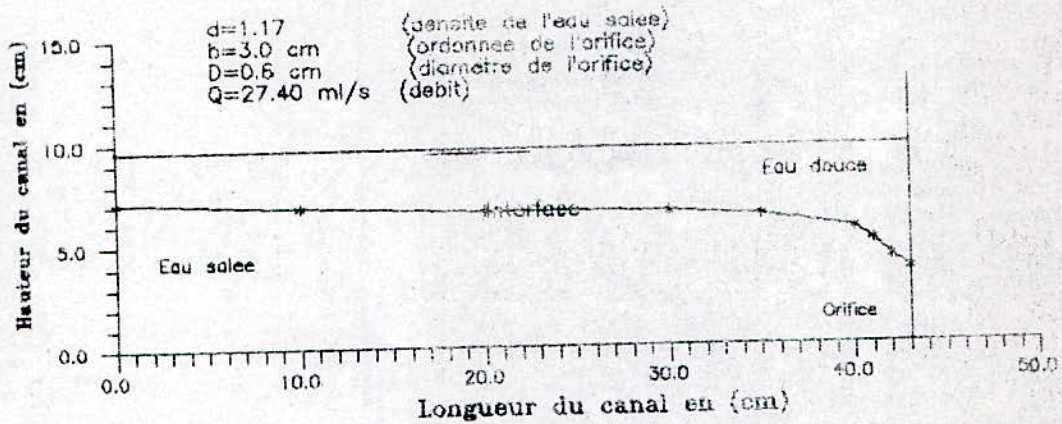


Figure 10.a.4

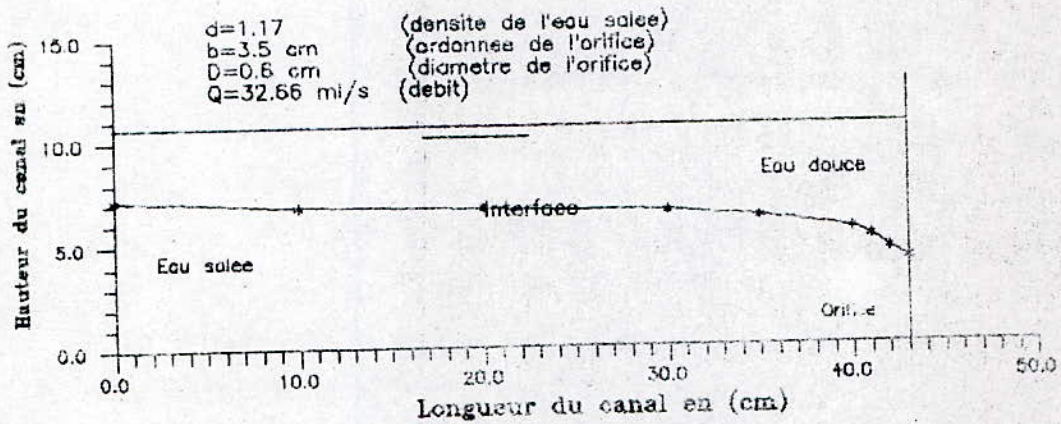


Figure 10.a.5

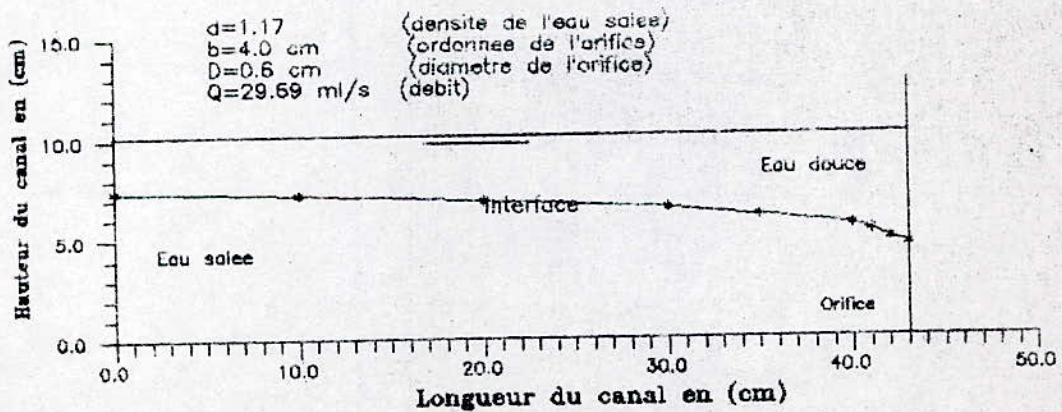


Figure 10.a.6



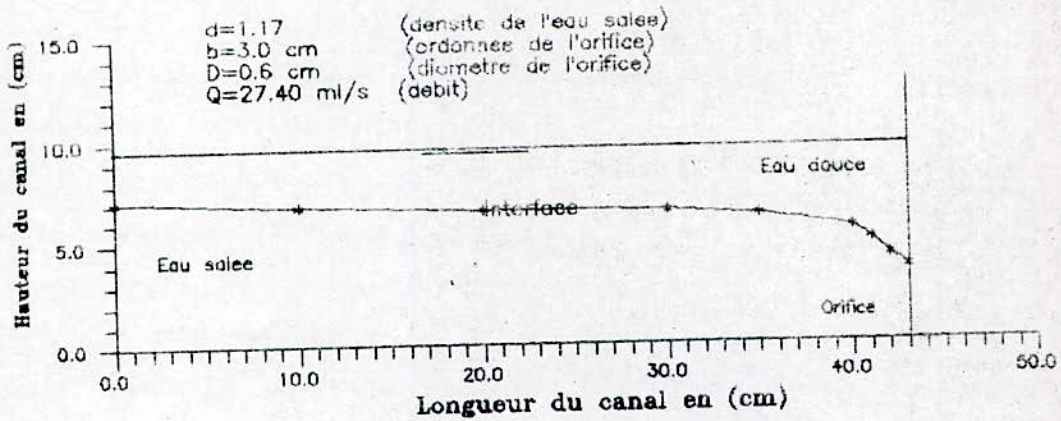


Figure 10.a.4

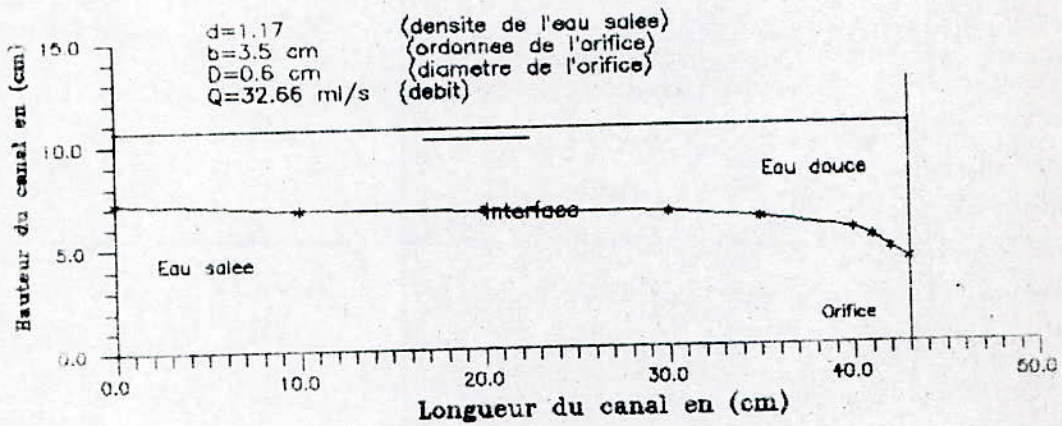


Figure 10.a.5

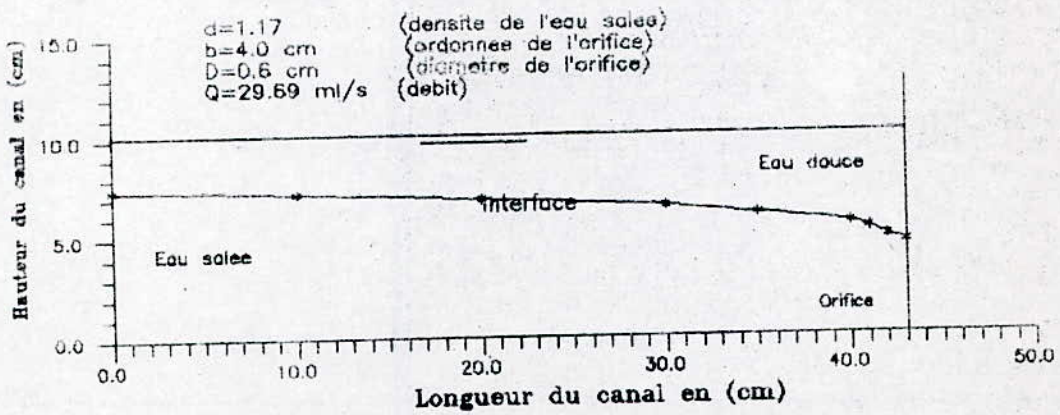
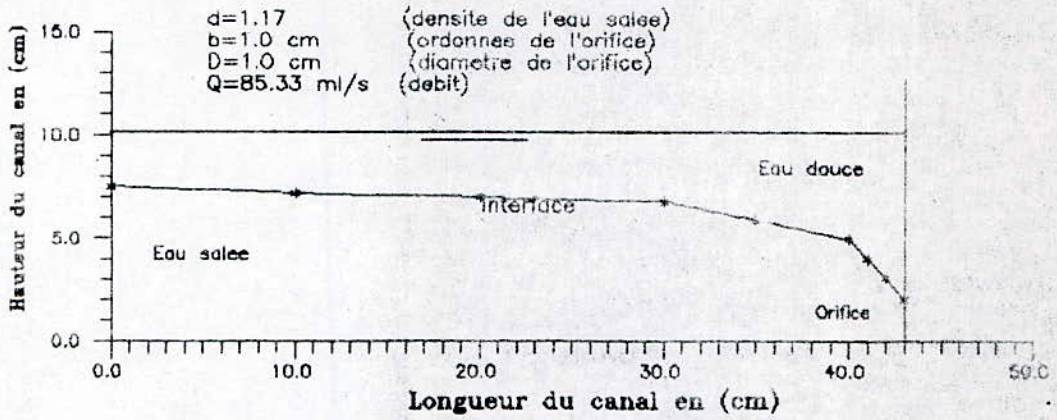
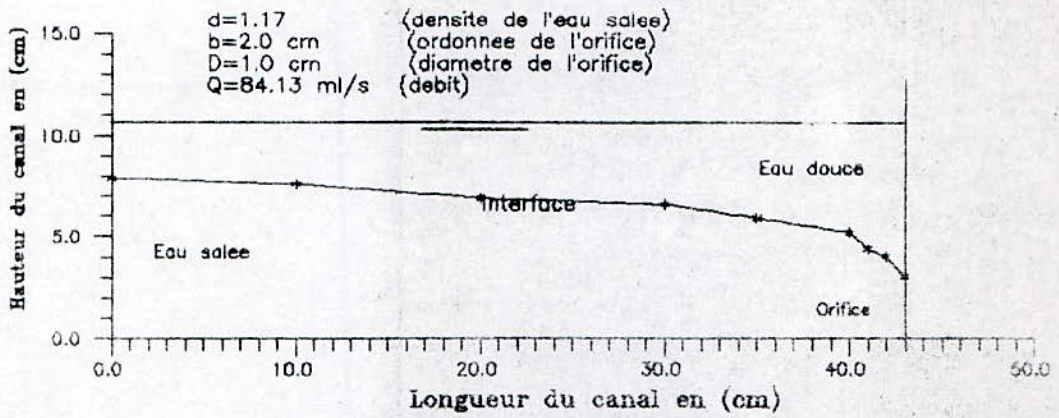


Figure 10.a.6

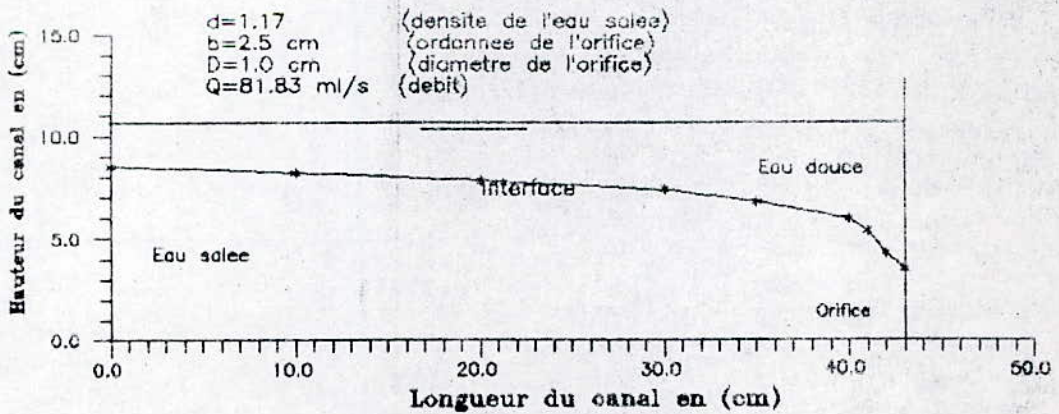
**Fig 10b : POSITION DE L'INTERFACE LE LONG DU CANAL  
(DENSITE  $d=1.17$ , DIAMETRE DE L'ORIFICE  $D=1.0$  cm)**



**Figure 10.b.1**



**Figure 10.b.2**



**Figure 10.b.3**



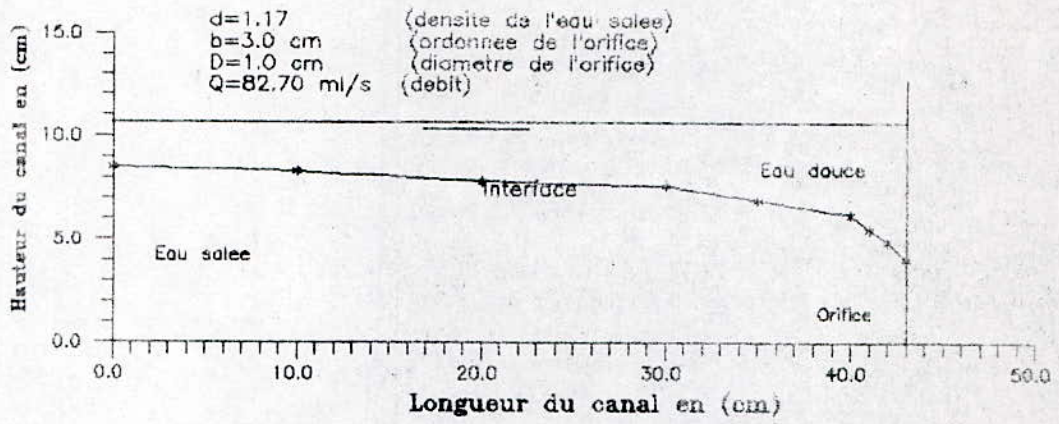


Figure 10.b.4

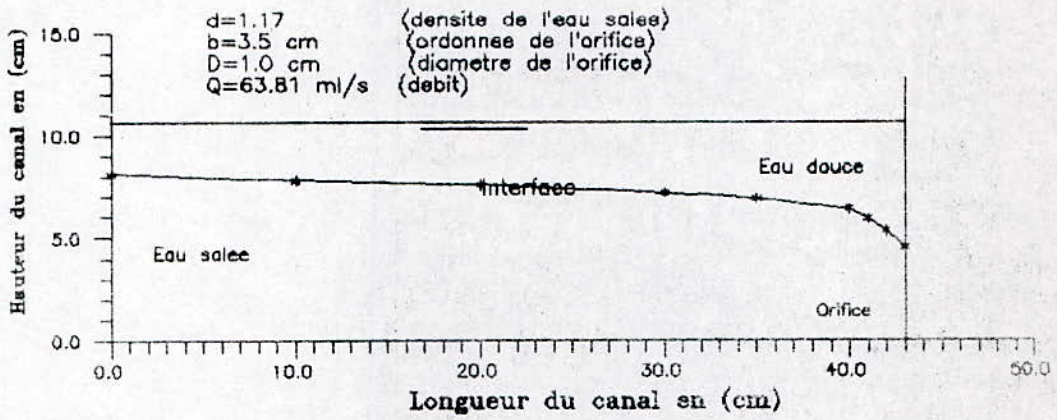


Figure 10.b.5

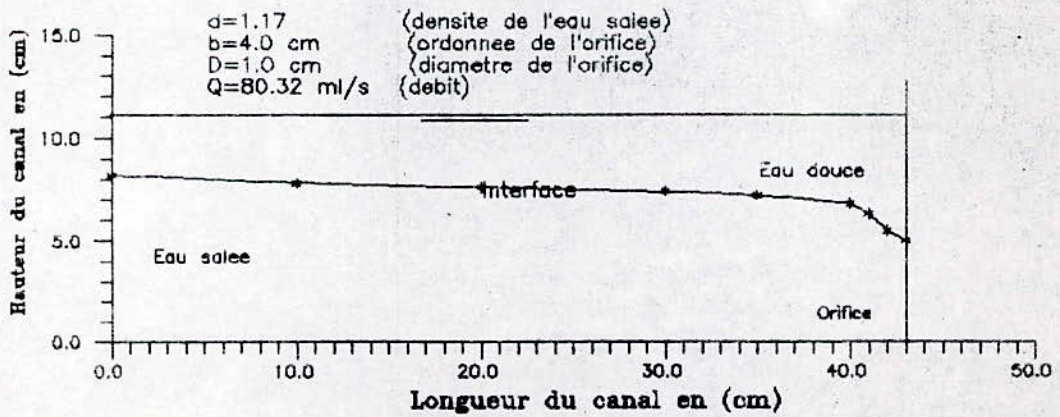


Figure 10.b.6

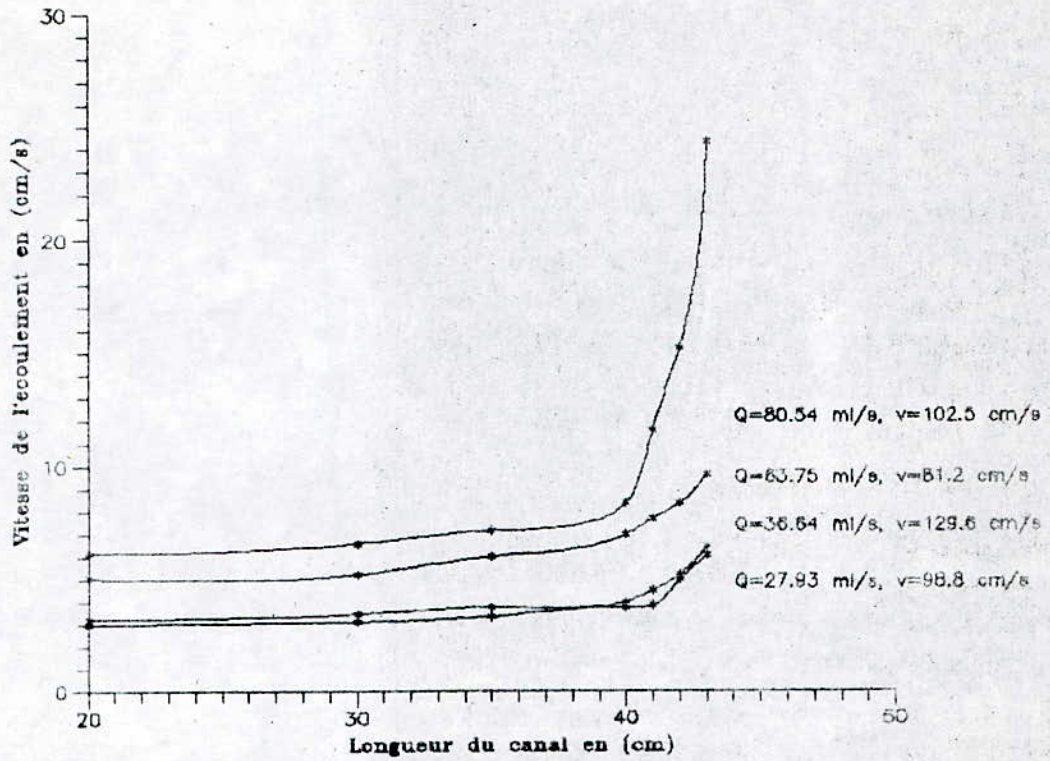


Fig 11.3: VARIATION DE LA VITESSE DE L'ÉCOULEMENT LE LONG DU CANAL (DENSITE  $d=1.15, V$ :vitesse dans l'orifice)

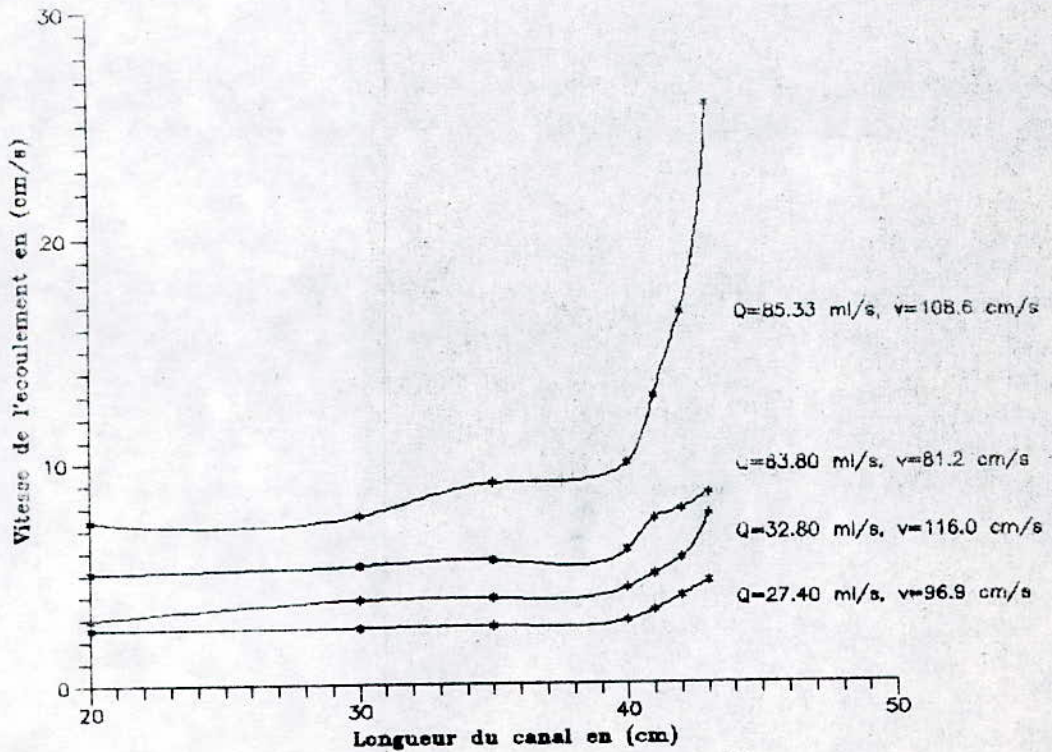
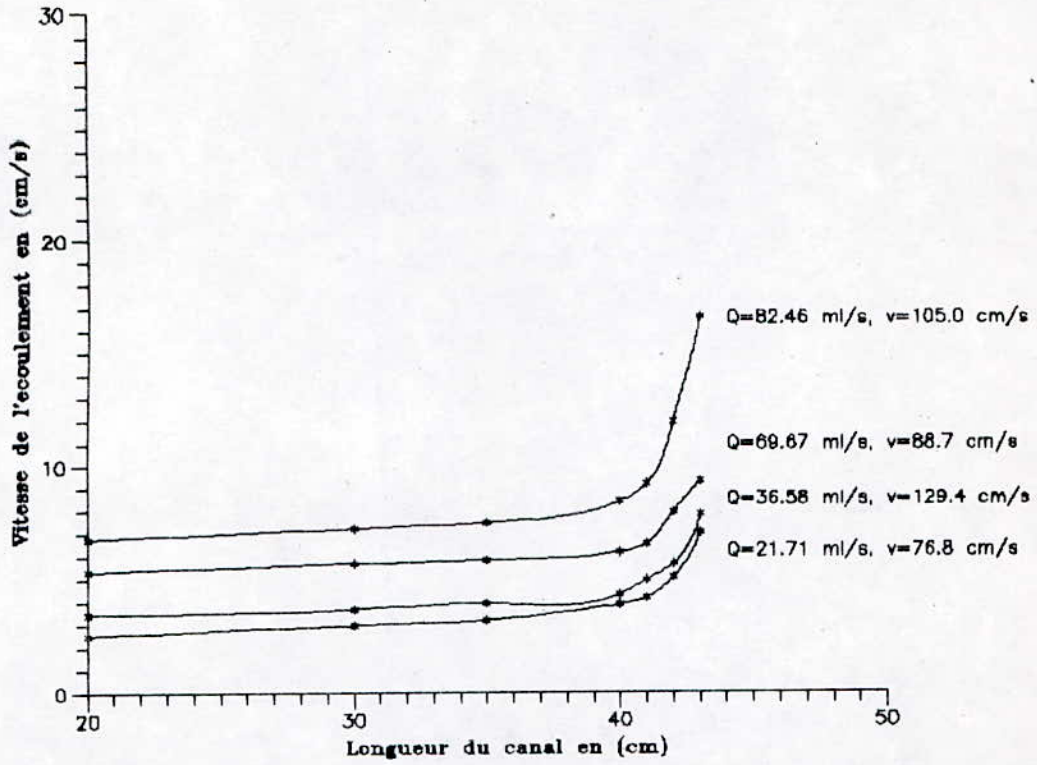
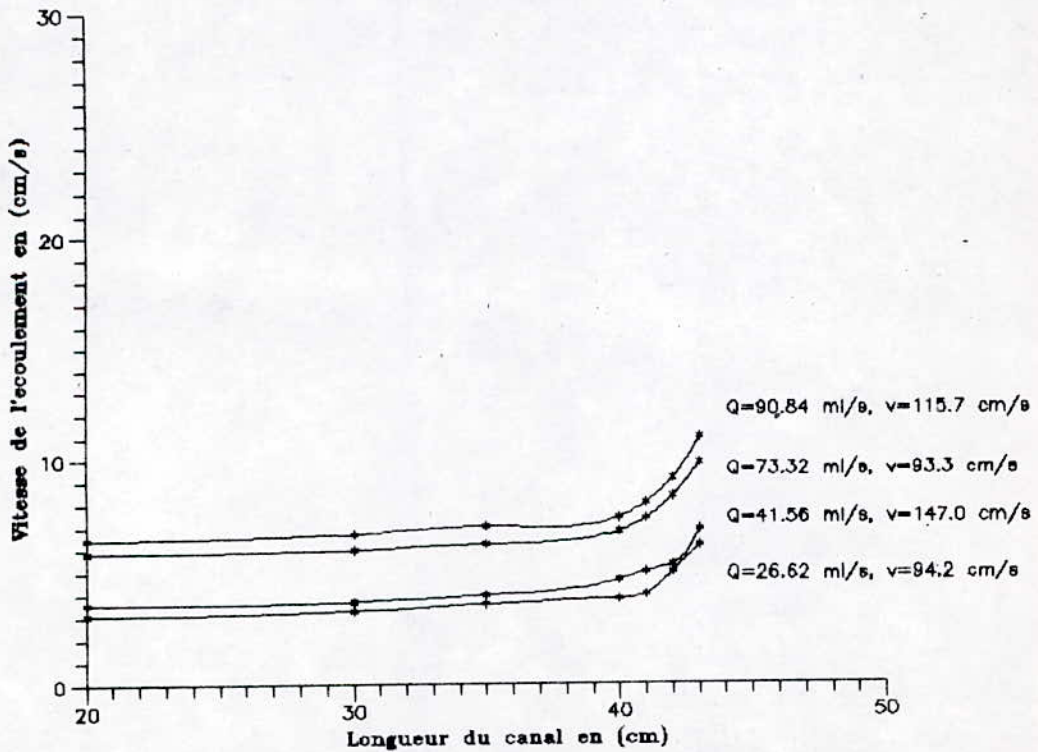


Fig 11.4: VARIATION DE LA VITESSE DE L'ÉCOULEMENT LE LONG DU CANAL (DENSITE  $d=1.17, V$ :vitesse dans l'orifice)

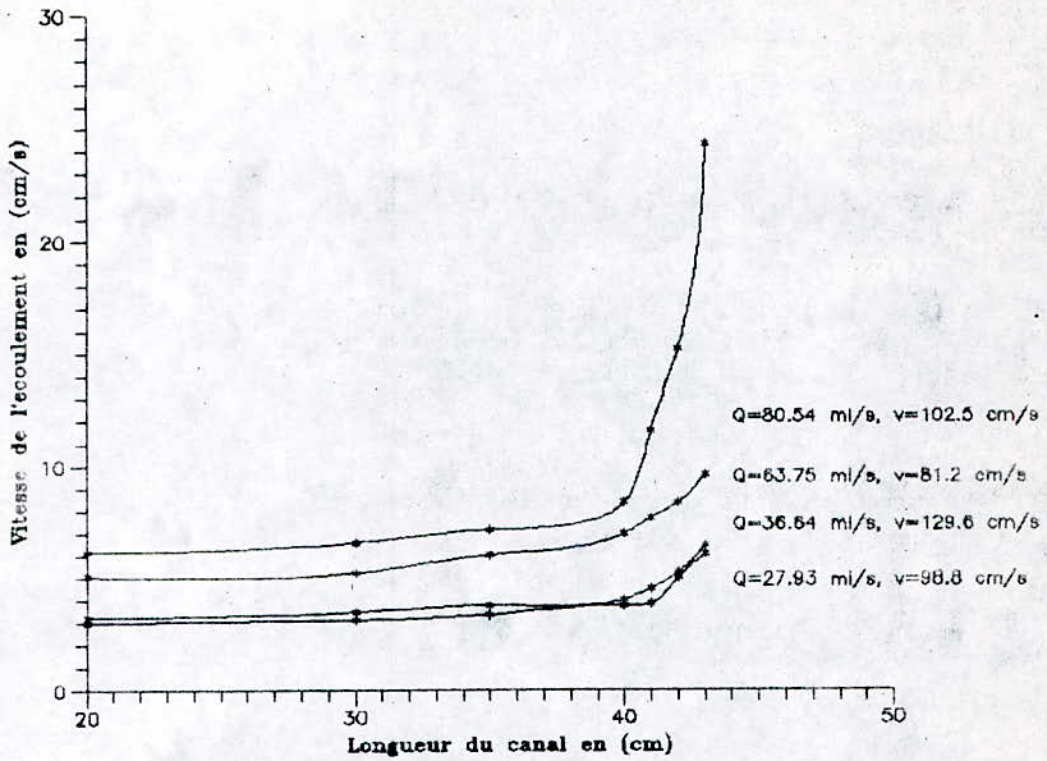




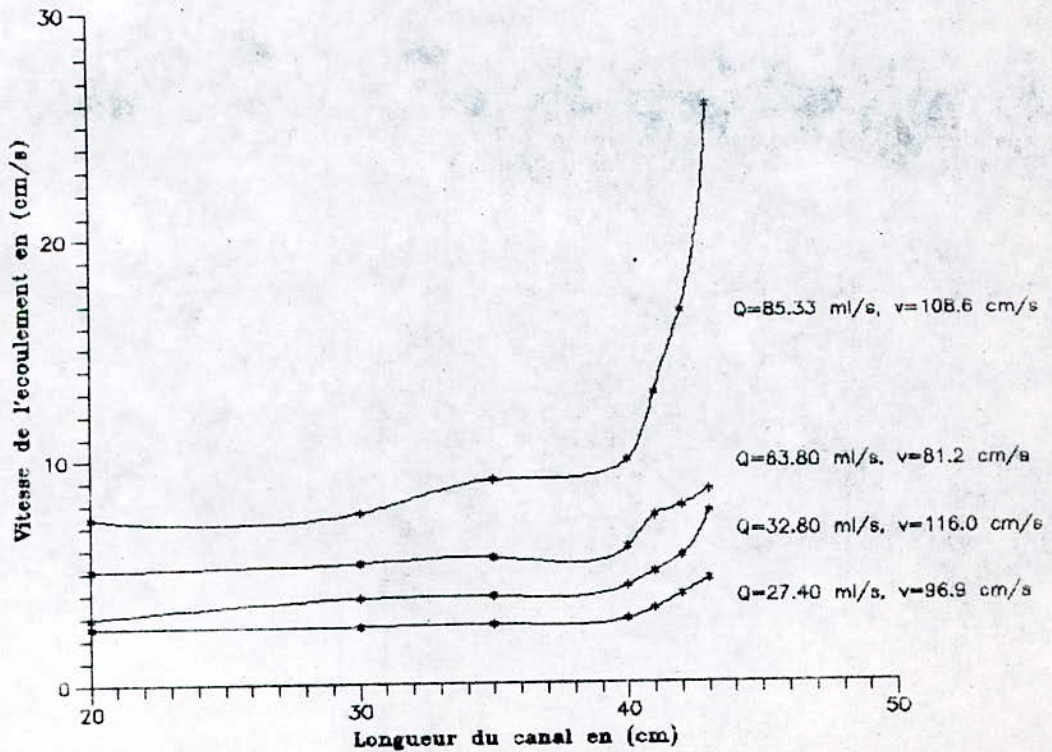
**Fig 11.1: VARIATION DE LA VITESSE DE L'ECOULEMENT LE LONG DU CANAL (DENSITE  $d=1.1$ ,  $V$ : vitesse dans l'orifice)**



**Fig 11.2: VARIATION DE LA VITESSE DE L'ECOULEMENT LE LONG DU CANAL (DENSITE  $d=1.13$ ,  $V$ : vitesse dans l'orifice)**



**Fig 11.3: VARIATION DE LA VITESSE DE L'ÉCOULEMENT LE LONG DU CANAL (DENSITÉ  $d=1.15$ ,  $V$ :vitesse dans l'orifice)**



**Fig 11.4: VARIATION DE LA VITESSE DE L'ÉCOULEMENT LE LONG DU CANAL (DENSITÉ  $d=1.17$ ,  $V$ :vitesse dans l'orifice)**



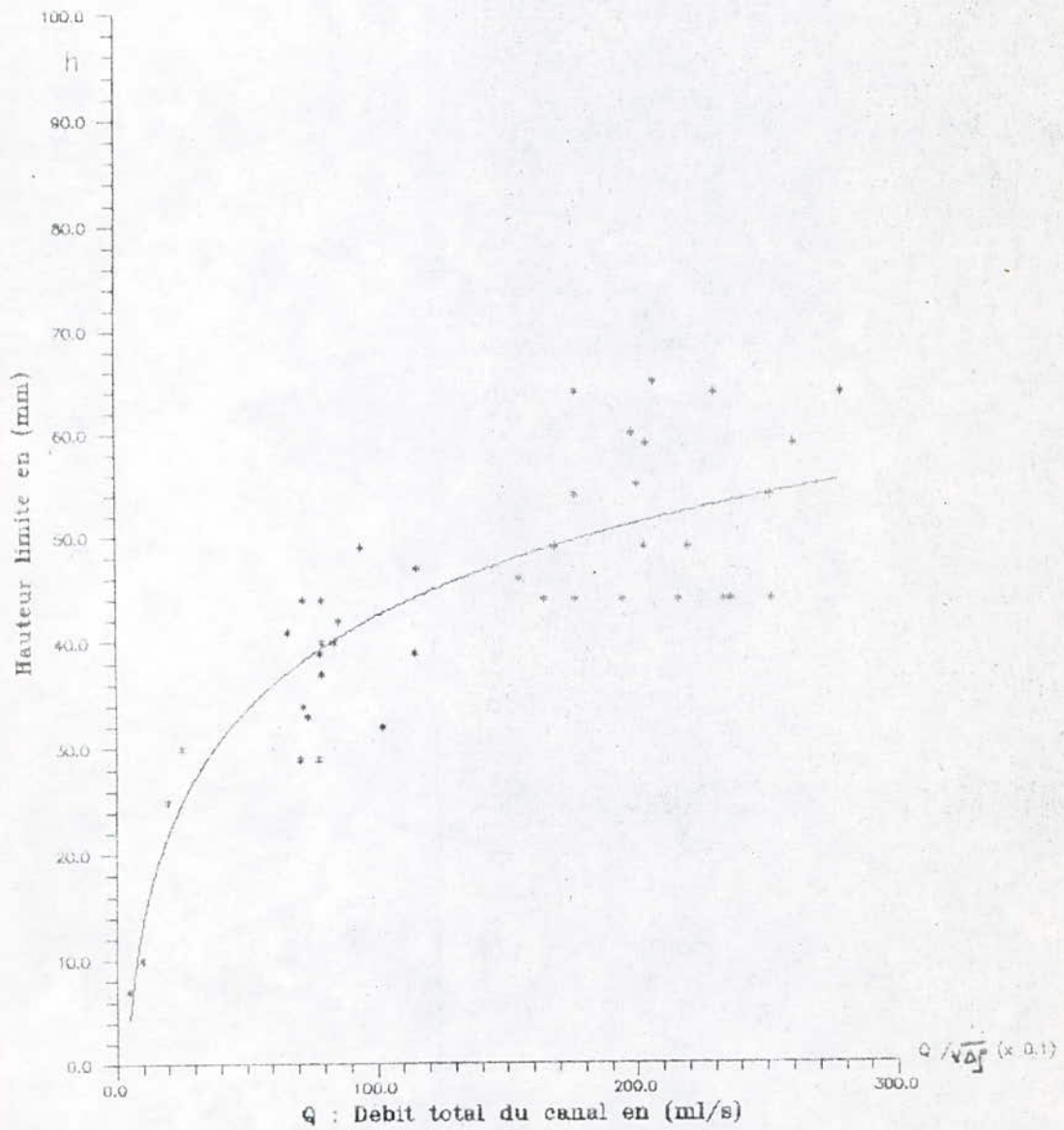


Fig 12: LA LOI DE LA HAUTEUR LIMITE D'ASPIRATION