

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

3/94

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME

*Critique et Dimensionnement  
de l'Evacuateur de Crue du  
Barrage de AIN - YUCEF  
avec Etude d'Aération*

Proposé par :  
Melle S. BENMAMAR

Etudié par :  
M<sup>lle</sup> Salima CHARIFI  
M<sup>lle</sup> Sabiha SAYAD

Dirigé par :  
M<sup>lle</sup> S. BENMAMAR  
M<sup>r</sup> S. ABBAS

PROMOTION 1994

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME

*Critique et Dimensionnement  
de l'Evacuateur de Crue du  
Barrage de AIN - YUCEF  
avec Etude d'Aération*

Proposé par :  
Melle S. BENMAMAR

Etudié par :  
M<sup>elle</sup> Salima CHARIFI  
M<sup>elle</sup> Sabiha SAYAD

Dirigé par :  
M<sup>elle</sup> S. BENMAMAR  
M<sup>r</sup> S. ABBAS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

On oublie souvent que la mer,  
avant tout, n'a pas d'âge : sa  
force réside en cela.

Mohamed DIB

## DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce mémoire à  
ma très chère bien aimée Mama  
Mon adorable père  
Pour leurs aides si précieuses...  
Mes soeurs et frères  
La mémoire de mon grand père (Saïd)  
Tout ceux qui me sont chers  
sabeha

SALIMA

Je dédie ce mémoire à :  
Ma très très chère Mama  
Mon adorable Vava  
Pour leurs sacrifices et leurs ...  
Mon frère (Mohamed-Améziane)  
Mes soeurs  
La mémoire de mon grand père (Achour), et mon grand-père (Ouamer)  
Tout ceux qui luttent pour la cause juste  
Salima

SABEHA  
O.ΘΕΛ.

A tout ceux qui nous estiment ... Nous dédions notre travail S.S

## AVANT PROPOS

Ce mémoire a été réalisé à l'Ecole Nationale Polytechnique en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique.

Nous exprimons notre profonde gratitude Pour Melle S.BENMAMARA, notre promotrice par les précieux conseils dont elle nous a fait bénéficier, pour son aide et sa patience.

Notre profonde reconnaissance, à Mer ABBAS Ingénieur à l'ANB pour son sens de la responsabilité, son aide si efficace et son expérience.

Nos sincères remerciements à Mer BERMAD pour son soutien moral, Mer BELHADJI et Mer DECHEMI pour leurs conseils. sans oublier Mer MOULOUDI et Mer NEBACHE

Nous tenons à remercier Mer ALLILI de L'ANRH, tout le personnel de L'ANB, en particulier Melle AGGAD et tout le personnel de L'ENSP en particulier Melle SETHI qui a contribué à l'impression de cette thèse.

Nous remercions chaleureusement Melle SOUAG, Mme HAMLAOUI, et Melle HAMRICHE ainsi que notre collègue Mer BAKHTA.

Nos vifs remerciements vont à tout les professeurs qui ont contribué à notre formation, ainsi qu'aux membres de jury pour avoir accepté d'honorer le jugement de ce travail.

A tout et tous (dont le nombre est très élevé pour les citer)

grand Merci

**Tannir t**

ملخص الموضوع :

مصارف نائف مياه السدود مهددة بمعدة أمراض  
راجمة لموامل الجريان السريع للمياه ، كالتخشدش  
بالتجوبون .  
مذكرتيا نهاية الدراسة تتشمل ني نقد و دراسة  
أبعاد مصارف نائف مياه سد عين يوسف (تلمسان)  
بالإضافة الى دراسة ظاهرة التهوية التي تعتبر الحل الأمثل  
للتجوبون .

\*\*\*\*\*

Resumé du sujet :

Les évacuateurs de crues de barrages sont menacés par de nombreux problèmes liés aux effets des écoulements à grande vitesse, dont l'Erosion de Cavitation.

Notre projet fin d'études contribue en la critique et le dimensionnement de l'évacuateur de crue du barrage de Ain-Youcef (W.Tlemcen) et d'étudier le phénomène d'Aération qui constitue le remède le plus sûr de la cavitation.

\*\*\*\*\*

Abstract of subject :

Spillways of dams are threaten by variety problems depending on the effects of high-velocity flow. like erosion by cavitation.

Our end studies project, contribute to criticise and dimensionnement of spillway of Dam at Ain-Youcef (Tlemcen) and to study the phenomen of Aération who constitue the efficace remedial of cavitation.

# Sommaire

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

## INTRODUCTION

### Chapitre 1 : CRITIQUE ET RECOMMANDATIONS

I - Rappels des principales caractéristiques de l'ouvrage.....	02
II - Description du modèle.....	03
II.1 Réalisation du modèle.....	03
II.2 Programme des essais.....	04
III - Résultats des essais.....	04
IV - Analyse.....	09
V - Critique sur le choix de la forme du deversoir.....	10
V.1 Du point de vue choix.....	10
V.2 Du point de vue topographie.....	10
V.3 Du point de vue écoulement.....	11

### Chapitre 2 : HYDROLOGIE

I - Données de base.....	12
I.1 Aménagement prévu et situation géographique.....	12
I.2 Caractéristiques du bassin versant.....	12
I.3 Géologie et sismicité du site.....	15
I.4 Caractéristiques du barrage.....	15
II - Crue de projet.....	16
II.1 Données disponibles.....	16
II.2 Critique des données.....	16
II.3 Etude de corrélation.....	21
II.4 Extension de la série de Ain-Youcef.....	23
II.5 Ajustements.....	23
III - Reconstitution des débits de crue par les formules empiriques.....	24
IV - Hydrogramme de crue.....	25
IV.1 Courbe de montée.....	25
IV.2 Courbe de décrue.....	25
V - Conclusion.....	28

### Chapitre 3 : LAMINAGE DE CRUE

I- Calcul du laminage.....	29
II- Résultats du laminage.....	32
III- Conclusion.....	34

### Chapitre 4 : EVACUATEURS DE CRUES

I- Types d'évacuateurs de crue.....	35
I.1 Evacuateurs en charge.....	35
I.2 Evacuateurs de surface.....	35
II- Choix du type d'évacuateur.....	36
II- Schématisation de l'évacuateur de surface.....	37
IV - Positionnement.....	38
V - Choix de l'axe de l'évacuateur.....	39

### Chapitre 5 PREDIMENSIONNEMENT

I- Rappels sur les écoulements à surface libre.....	41
I.1 Définitions.....	41
a) Ecoulements permanent et non permanent.....	41
b) Catégories d'écoulement permanent à la surface libre.....	41
I.2 Définition de l'énergie spécifique.....	43
I.3 Ecoulement permanent graduellement varié.....	44
I.4 Classification des pentes et des profils.....	46
I.5-Tracé de profils longitudinaux (courbe de remous).....	46
a/ Etude des cas.....	47
b/ Méthodes de calcul.....	49
II- Calculs hydradiques des évacuateurs de crue.....	54
II.1 Variante 1 .....	51
II.2 Variante 2 .....	62
II.3 Variante 3 .....	65

### Chapite 6 : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

I- Estimation du coûts.....	67
II- Application.....	68



Chapitre 7 : ETUDE D'AERATON

A/ Problème particulier des écoulements à surface.....	70
I- Définition et évolution de la cavitation.....	70
II- Effets de la cavitation.....	72
III- Quelques exemples de dégradation par cavitation.....	73
IV- Protection contre l'Erosion par cavitation.....	74
B/ Aération.....	75
I- Généralités.....	75
I.1 Evolution de l'écoulement à surface libre.....	75
I.2 Aération naturelle.....	76
II- Définitions.....	79
II.1 Concentration en air.....	79
II.2 Concentration en air moyenne.....	79
II.2 Débit d'eau.....	79
III- Conséquences de l'entraînement d'air.....	80
III.1 Ecoulement aéré graduellement varié.....	80
III.2 Ecoulement aéré uniforme.....	83
IV - Aérateurs d'évacuateurs de crue.....	88
IV.1 Principe de fonctionnement.....	90
IV.2 Mécanismes d'entraînement d'air.....	90
IV.3 Caractéristiques de l'entraînement d'air.....	93
IV.4 Conception des aérateurs.....	95
C/ Application.....	97
CONCLUSION GENERALE.....	104

ANNEXES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

## **Introduction**

Nul des barrage de retenue n'est dépourvu d'évacuateur de crues, cela explique; l'importance de ce dernier vis de la sécurité et de l'entretien du barrage.

L'évacuateur de crues est un ouvrage annexe le plus sollicité d'un barrage, il convient alors de concevoir avec beaucoup de soins et de prudence, pour résister aux différents effets engendrés par des phénomènes hydrauliques, tel que la cavitation, les sous pression, et les effets des écoulements mixtes air-eau dans les écoulements à surface libre, à grande vitesse, et à forte turbulence, notamment sur le coursier de L'évacuateur de crues, le phénomène de cavitation pose d'énorme problèmes à savoir, l'érosion des parois du coursier, faisant des trous de plusieurs mètres de profondeur. Pour y faire face, il est nécessaire de tenir compte du phénomène d'entraînement d'air lors du dimensionnement.

Ainsi notre thème se résume dans le dimensionnement de l'évacuateur de crues du barrage de AIN-YOUCHEF, dont la forme proposé du déversoir s'avère inadéquate.

Ce projet sera structuré comme suit :

En premier lieu, on résumera le choix du L.E.M [1], en portant une analyse sur les résultats d'essais et vérification du choix du déversoir.

En deuxième lieu, une étude des crues ainsi que le laminage de celle-ci seront élaborés afin de déterminer le débit de projet.

Par la suite, on procédera au dimensionnement des différentes variantes d'évacuateurs proposées. Plus loin, une étude comparative dite technico-économique sera effectué où on retiendra la variante finale.

Enfin, on contribuera à l'étude d'aération au niveau du coursier de la variante retenue.

CHAPITRE I

CRITIQUE ET RECOMMANDATIONS

# CRITIQUE ET RECOMMANDATIONS

## I. RAPPELS DES PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE :

L'étude de conception du barrage de Ain-Youcef et ses ouvrages annexes ( évacuateur ) a été réalisé par un bureau d'études étranger [2]. Ce dernier a opté pour le seuil de l'évacuateur la forme labyrinthe, permettant le déversement d'un débit laminaire de l'ordre de  $1480 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondant à une charge de 2,41 m.

L'évacuateur retenu a pour composantes :

### a) Le déversoir :

Il est de forme labyrinthe avec deux éléments de base de longueur développée 186 m à la côte 218 m.

L'eau déferle dans une auge de réception qui se termine avec un seuil à la côte 212 m.

### b) Le canal d'écoulement

dont la largeur varie de 41,6 m à 40m.

### c) Le coursier :

Il est constitué de deux tronçons à pente constante ( $I_1=0.12, I_2 = 0.085$ ), et un tronçon à courbure parabolique, dont la forme est donnée par l'équation :

$$Y = 0,00117 x^2 + 0,078 x$$

### d) Le bassin de dissipation :

Constitué par un double bassin aux côtes 173 m et 175 m pourvus d'une série de redans.

Pour l'évaluation des performances des évacuateurs, et face aux problèmes de l'évaluation des crues, les modèles réduits apparaissent comme outil privilégié.

## II. DESCRIPTION DU MODELE

### II.1 Réalisation du modèle réduit :

Le laboratoire des études maritimes [1] a réalisé un modèle réduit pour l'évacuateur sus-dit, en vue de la mise au point de sa capacité d'évacuation et de son fonctionnement hydraulique.

Trois éléments principaux composent ce modèle

- a) La partie amont : représente une partie de la topographie de la retenue amont
- b) l'évacuateur : composé de trois parties
  - L'entonnement
  - Le canal de fuite (Coursier)
  - Le bassin d'amortissement
- c) La partie aval : représente une partie de la topographie du lit de l'oued

L'échelle adoptée pour l'étude en modèle réduit est de 1/50

## II.2 Programme des essais :

Pour débits générés (100m<sup>3</sup>/s, 200 m<sup>3</sup>/s, ..., 1480m<sup>3</sup>/s), on a effectué les mesures suivantes :

- \* mesure de niveau amont
- \* mesure des pressions piézométriques sur le seuil déversant
- \* mesure des hauteurs d'eau à droite et à gauche le long du canal et du bassin d'amortissement en des sections fixées
- \* mesure des pressions piézométriques le long de la partie inférieure parabolique à droite et à gauche.

Au cours de chaque essai, des prises de vue et des photos sont aussi effectués.

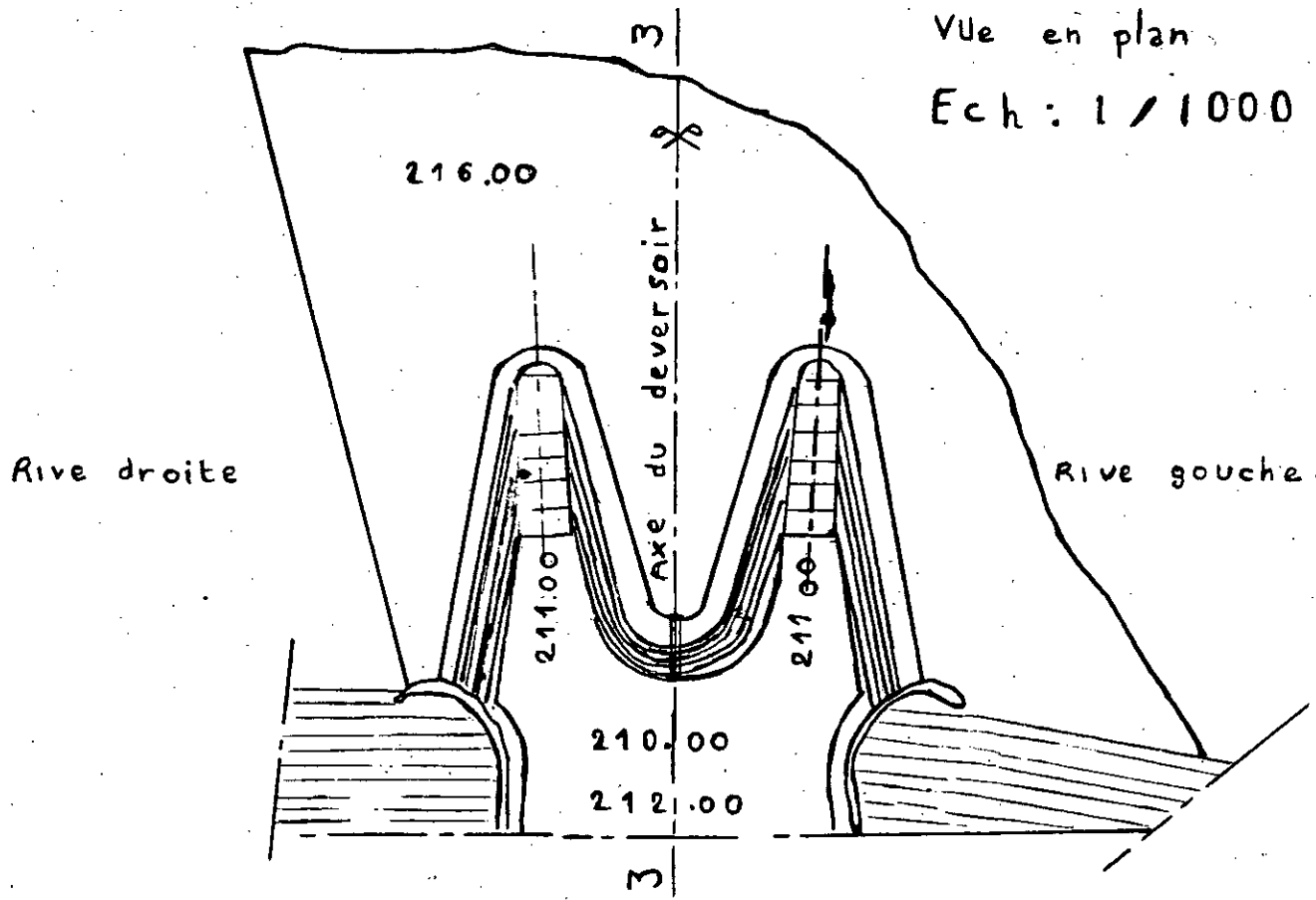
## II RESULTATS DES ESSAIS :

### \* Variante initiale :

La configuration de la variante initiale est représenté dans la figure I.1.

Du point de vue fonctionnement, l'écoulement au dessus du déversoir présente une dissymétrie à partir d'un débit de 900 m<sup>3</sup>/s. Pour des débits plus importants, l'écoulement est freiné, ce qui provoque une augmentation de la hauteur amont par rapport au niveau des plus hauts eau (NPHE) c'est à dire, le déversoir mis à l'épreuve est complètement moyé.

Pour faire face au problèmes cités, plusieurs variantes ont été proposées et testées, dont les modifications et les résultats des essais sont données ci-après.



COUPE 3-3 Coupe longitudinale  
Ech : 1 / 500

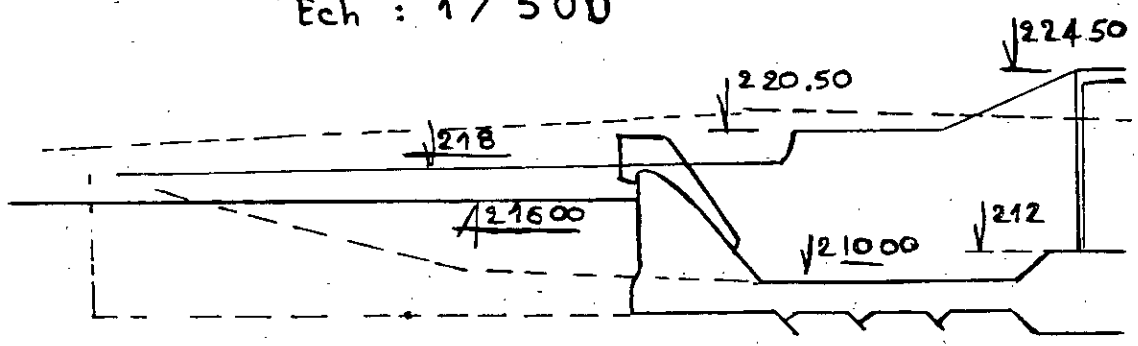


Figure (I. 1) : Variante initiale



## \* Variante 1 :

En faisant abaisser la côte de la plate forme à 214 m figure (I.2) la côte des eaux pour le débit millenal reste supérieur à la côte des plus hautes eaux (PHE), on constate ainsi une submersion partielle du côté gauche par rapport à l'axe de l'évacuateur, et la partie droite est noyée à l'entrée pour le débit millenal.

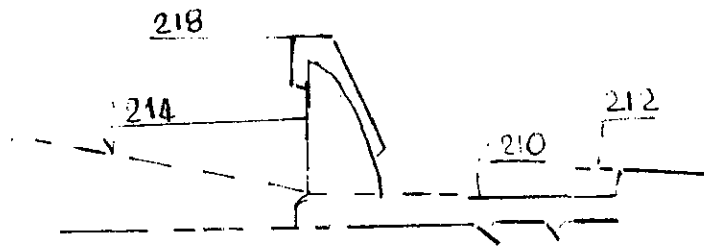


Figure I.2 : Variante (1)

## \* Variante 2 :

La côte du seuil de contrôle étant abaissée à 211 m figure (I.3) initialement placée à 212m, l'écoulement reste inchangée.

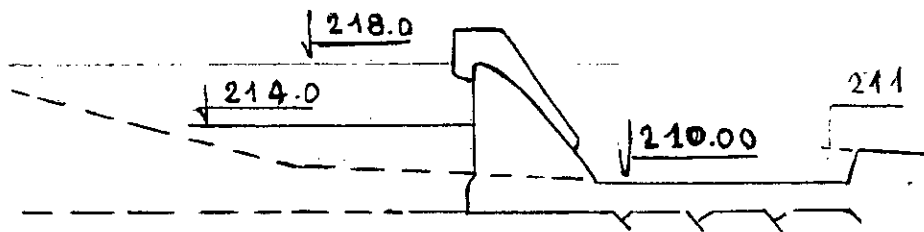


Figure I.3 : Variante (2)

## \* Variante 3 :

En maintenant la variante 2, avec fixation du niveau de l'auge de réception à 211m figure (I.4), initialement à la côte 210m, on obtient les mêmes Résultats que la variante 1.

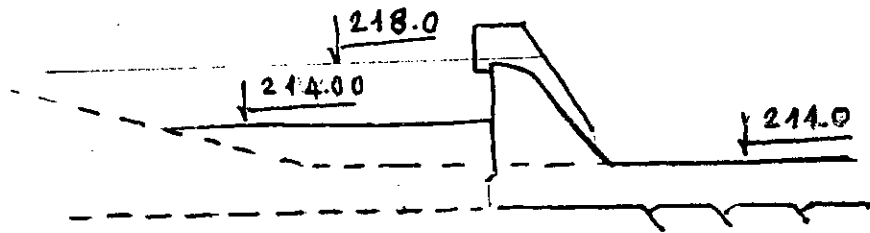


Figure I.4 : Variante (3)

## \* Variante 4 :

En élargissant la plate forme en rive droite de la variante 3, avec disposition des berms au rive gauches. Plusieurs sous variantes ont été testés en faisant varier les côtes de berms.

En conséquence celles-ci n'apportent aucune amélioration sensible mais créent par contre des perturbations à la surface de l'eau et sur le déversoir.

Une dernière sous-variante qui consiste à placer une berme à la côte 211m composée de matériaux perméables parallèlement à l'axe du déversoir (figure I.5) à apporté un maximum de performances mais présente des inconvénient tels que : l'augmentation du NPHE, et possibilité de provoquer des entraînements de matériaux à cause du courant très fort aux extrémités de la berme.

Dans le cas des grands débits, il faudra rechercher une solution autre que les berms pour atténuer la dissymétrie.

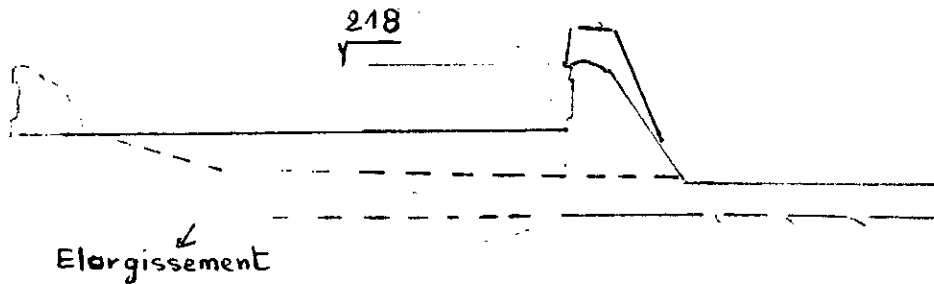


Figure I.5 : Variante (4)

## \* Variante 5 :

La suppression de la pile placée dans l'axe du déversoir et la modification du profil dans l'axe de la coupe 2-2 (figure I.6) fait que l'écoulement dans la partie gauche est amélioré, mais la côte des eaux supérieure à P.H.E.

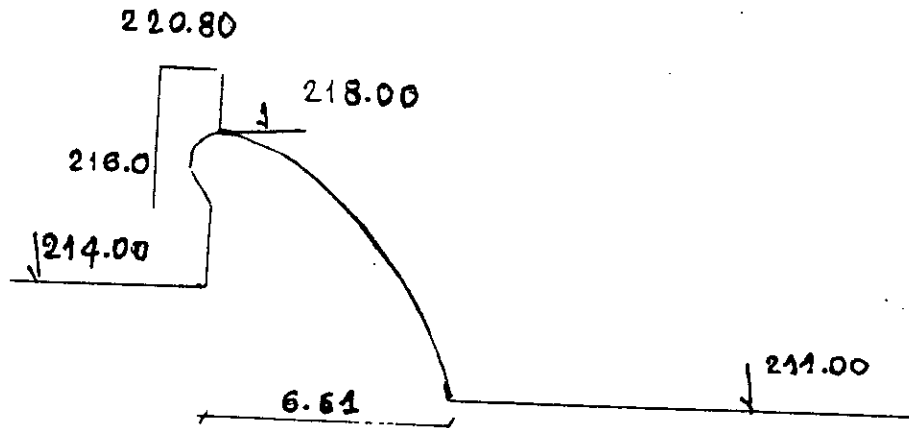


Figure I.6 : Variante (5)

## \* Variante 6 :

Une autre modification du profil dans l'axe de la coupe 2-2 (figure I.7) permet d'obtenir des résultats satisfaisants pour le débit maximum dans la partie droite de l'évacuateur, par contre dans la partie gauche, l'écoulement est légèrement dissymétrique à partir d'un débit de  $1200\text{m}^3/\text{s}$ .

Ainsi que la côte des eaux reste supérieure à la côte des P.H.E.

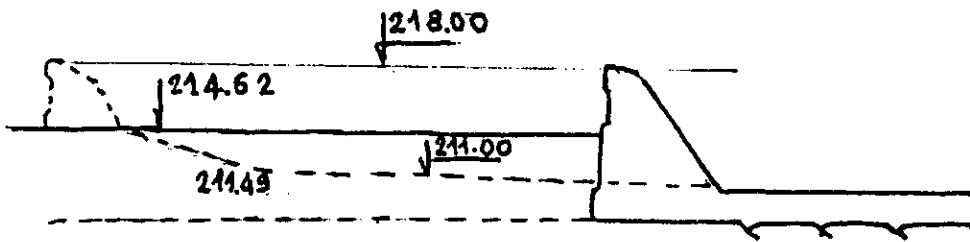


Figure I.7 : Variante (6)

## IV - Analyse :

A partir des résultats obtenus pour les différentes variantes étudiées, la variante 6 peut être adoptée comme solution finale, mais seulement après avoir apprécié l'effet des deux éléments suivants sur la structure :

En admettant une légère dissymétrie de l'écoulement pour des débits supérieurs à  $1300\text{m}^3/\text{s}$  au niveau de la partie gauche de l'évacuateur.

En admettant une revanche de 3.8m au lieu de 4.1 fixé par l'avant projet détaillé (A.P.D).

Dans le cas contraire, il y'a lieu d'augmenter la longueur développée de l'évacuateur.

## V CRITIQUE SUR LE CHOIX DE LA FORME DU DEVERSOIR :

En analysant les photos prises sur modèle réduit du déversoir labyrinth de Ain-Youcef et en traçant les coupes (A.A) et (B.B) voir photos (1.2.3.4.5). On remarque l'existence des creux dans les arrêtes du déversoir où les mesures de pression n'ont pas été effectués.

Ces creux représentent des dépressions, favorisant les conditions d'apparition de la cavitation et donc l'érosion des parois du déversoir.

Les photos (1.3.6.7.8) présentent un écoulement noyé pour le débit de crue millénaire  $1480\text{m}^3/\text{s}$ , c'est à dire une augmentation du niveau d'eau par rapport au niveau des plus hautes eaux ; le déversoir est soumis à la saturation.

La dissymétrie de l'écoulement est un autre phénomène constaté pour les différentes variantes, nettement visible sur les photos (1.3.6.7.8).

On se propose de déterminer les conditions et effets d'apparition de tels phénomènes.

### a) Du point de vue choix :

Un déversoir labyrinthe est conçu pour l'évacuation des débits de crue à faibles charges ( de l'ordre de 1 mètre). De ce fait, cet ouvrage est inadapté pour des débits importants [3], or l'étude du laminage de crue ( chapitre 3) indique que l'on ne peut avoir des charges aussi faibles à cause de la largeur limitée au niveau de la rive droite.

### b) Du point de vue topographie :

La topographie naturelle étant relativement resserrée et dissymétrique à l'amont de l'entonnement, un écoulement dissymétrique est fort prévisible, qui sera la cause de vitesses d'approche élevées très inégalement distribuées .

### C) Du point de vue écoulement :

La dissymétrie de l'écoulement entraîne une augmentation du mouvement tourbillonnaire qui est à l'origine des vibrations de l'ouvrage ; engendrant le phénomène de fatigue. Ces tourbillons peuvent se former, s'amplifier et créer en un point de la surface libre, une sorte d'entonnoir, dit vortex .  
Des évacuateurs mal adoptés ont été une source de rupture de barrages depuis très longtemps.

La forme labyrinthe est généralement soumise à une alimentation dissymétrique et à une submersion partielle, ce qui exige la réalisation d'un modèle réduit [4]  
Pour le deversoir étudié, la dissymétrie est toujours présente dans toutes les variantes proposées.  
Dans le but d'éviter les problèmes rencontrés, trois propositions peuvent être envisagées :

\* Réaliser un canal d'amenée en effectuant les excavations nécessaires afin d'uniformiser le courant avant son arrivée sur le seuil de contrôle ; solution économiquement écartée.

\* Dévier l'axe de l'évacuateur ; donc augmenter la longueur du coursier de telle sorte à avoir l'axe perpendiculaire aux courbes de niveau (implantation optimale) , nécessitant ainsi une courbure qui présente généralement le lieu des ondes de choc par conséquent, du point de vue technique et économique, on élimine cette proposition.

\* Proposer d'autres formes au deversoir, solution possible étudiée ci-après.

CHAPITRE 2

**HYDROLOGIE**

# HYDROLOGIE

Pour l'évaluation des risques de destruction d'un barrage par submersion, une étude des crues observées au sein du site est indispensable, ainsi que le choix de la crue de projet pour la réalisation de l'ouvrage évacuateur; qui permettra le passage d'un débit maximal de probabilité d'apparition suffisamment faible sans endommager le barrage.

## I DONNEES DE BASE :

### 1.1 Aménagement prévu et situation géographique :

Il est prévu de construire un barrage sur l'OUED SIKKAK à AIN-YOUCHEF destiné à couvrir les besoins en irrigation de la plaine de Hennaya [2].

Le site du barrage se situe à environ 18 Km au Nord de la ville de Tlemcen,

(voir figure 11.1).

### 1.2 Caractéristiques du bassin versant :

Les caractéristiques morphologiques du bassin versant, peuvent être resumées comme suit :

#### a) La superficie :

Par planimétrage, on trouve la superficie du bassin égale a  $326 \text{ Km}^2$ .

#### b) Le périmètre :

A l'aide d'un curvimètre, le périmètre du bassin versant est de 103 Km.

#### c) Indice de compacité :

Représente le rapport entre le périmètre du bassin versant et la circonférence du cercle ayant la même superficie que le bassin versant, noté :



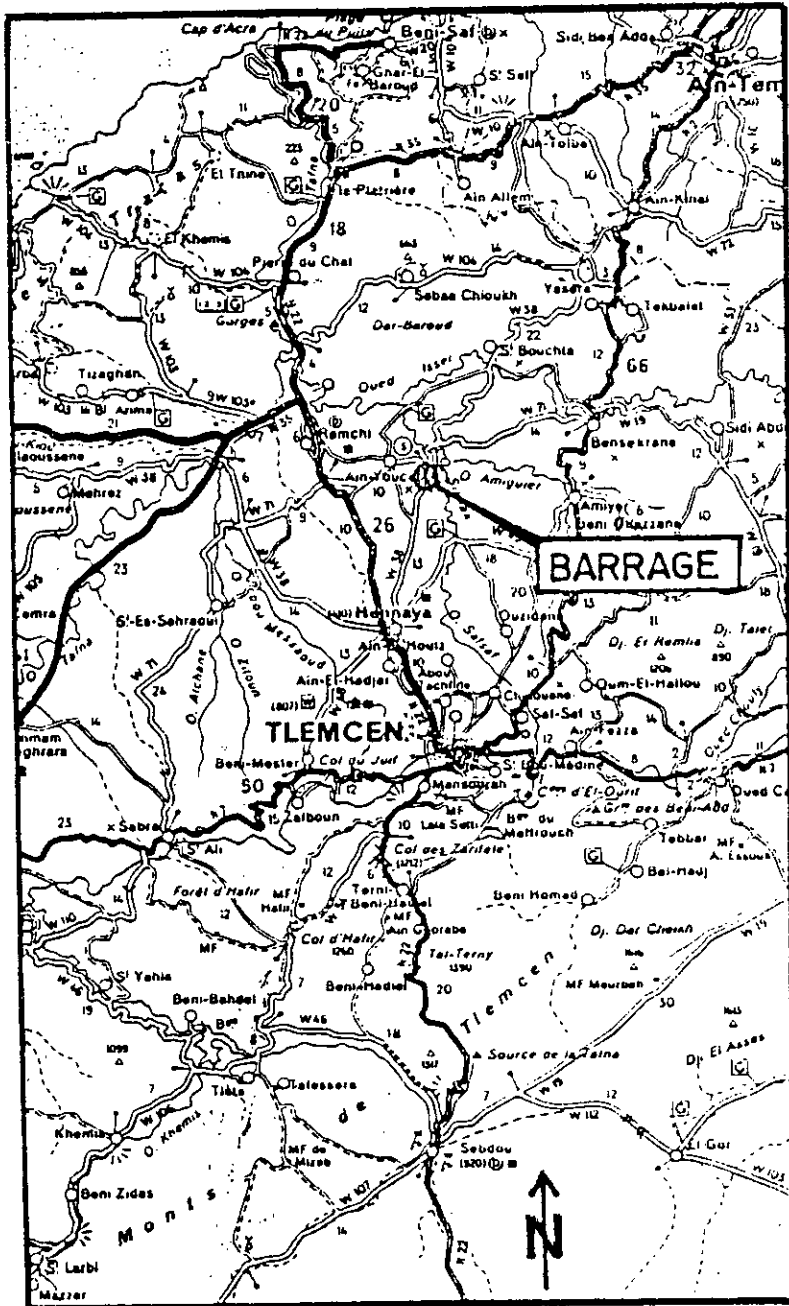


FIGURE (II 1): SITUATION GEOGRAPHIQUE

$$Kc = p/pc$$

**P** : Périmètre du bassin versant en Km.

**Pc** : Périmètre du cercle de la surface équivalente en Km.

$$Kc = (0.28 * P) / S$$

Avec

**S** : Surface du bassin versant

D'où,

$$Kc = 1.6$$

**d) Rectangle Equivalent :**

Est une transformation géométrique où l'on assimile le bassin versant à un rectangle de même superficie, dont le périmètre et la superficie P, S sont

définis par:

$$P = 2 * (L1 + L2) , S = L1 * L2$$

D'où, la longueur du Rectangle Equivalent  $L1 = 44.1$  Km

et sa largeur  $L2 = 7.4$  Km.

**e) Longueur du thalweg principal :**

Cette longueur est estimée à partir du profil de l'oued principal à

$$Lt = 44 \text{ Km.}$$

**f) Relief :**

A partir de la carte topographique :

L'altitude moyenne du bassin versant ..... 740 m

L'altitude minimale ..... 180 m

L'altitude maximale ..... 1579 m

## g) Tableau récapitulatif :

CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES	NOTATION	UNITEE	OUED SIKKAK
Supérficie du bassin versant	S	Km <sup>2</sup>	326
Périmétre	P	Km	103
Indice de compacité	Kc	--	1.6
Longueur du Rectangle Equivalent	Lr	Km	44.1
Longueur du thalweg principal	Lt	Km	44
Altitude moyenne	H	m N.G.A	740
Altitude minimale	H <sub>min</sub>	m N.G.A	180
Altitude maximale	H <sub>max</sub>	m N.G.A	1579

## I.3 Geologie et sismisité du site :

Le site du barrage de AIN-YOUCHEF est à faible risque sismique .

De même, les conditions géologiques de l'assise des rives sont favorables à la construction du canal évacuateur [5].

## I.4 Caracteristiques du barrage :

Le barrage projeté est en enrochement, avec étanchéité constituée par un noyau argileux.

La capacité brute de la retenue est de 27 Mm<sup>3</sup>, sa capacité utile est de 25 Mm<sup>3</sup>, et le volume régularisé est estimé à 22 Mm<sup>3</sup> .Le Niveau Normale de la Retenue (N.N.R =218m).

## II CRUE DE PROJET :

Les ouvrages d'évacuation sont conçus pour transiter la crue de projet relative à une période de retour assez importante, que l'on estime à 1000 ans.

Ceci étant dit, l'association d'un débit et d'une fréquence est fonction de la qualité et de la quantité des données disponibles au site.

### II.1 Données disponibles :

La figure (II.2) montre que le bassin versant de l'OUED SIKKAK est parsemé d'un certain nombre de stations de jaugeage et de stations pluviométriques. Comme il est plus judicieux de travailler avec les données hydrométriques, on a retenu les stations suivantes :

Stations hydrométriques	Code	Periodes d'observation
AIN-YOUCF	16.07.04	1972-1985
BENSEKRANE	16.07.02	1968-1987
REMCHI	16.07.03	1949-1988
PIERRE DU CHAT	16.08.01	1959-1980/87-90

La station la plus intéressante pour notre étude est celle de AIN-YOUCF; vu qu'elle coïncide avec le site du barrage.

### II.2 Critique de données :

La critique des données a pour but, l'exploitation des séries recueillies pendant des périodes plus ou moins longues. Les méthodes statistiques d'analyse des séries disponibles exigent l'homogénéité des données de celle-ci [6].

\* Test d'homogénéité :

L'analyse statistique d'un échantillon ne peut être appliquée que si ses composants sont homogènes dans le temps; c'est à dire appartiennent à une même population.

Le test d'homogénéité le plus utilisé est celui de Mann-Whitney qui consiste à diviser l'échantillon de taille  $N$  en deux sous-échantillons de tailles  $p$  et  $q$  [7], avec :

$$p < q \quad \text{et} \quad N = p + q$$

Après avoir classé les deux sous-échantillons, on calcule les quantités :

$$V = R - p*(p+1) / 2$$

$$W = p*q - V$$

$R$  : étant la somme des rangs des événements du 1<sup>er</sup> échantillon de taille  $p$ .

$V, W$  : représentent le nombre de fois qu'un événement du sous-échantillon 1 ( sous échantillon 2) suit dans l'arrangement l'événement du second sous-échantillon 2 (sous échantillon 1). Ce test est défini par le paramètre  $U$ ; la plus petite valeur entre  $V$  et  $W$ .

Pour  $N > 20$  et  $p, q > 3$ ,  $U$  est approximativement distribué suivant une Loi Normale :

$$\text{de moyenne : } U = (p*q)/2$$

$$\text{et de variance : } \text{var}(U) = [p*q/(N*(N-1))] * [(N^3 - N)/12 T]$$

$$T = (J^3 - J)/12.$$

$J$  : nombre d'observations ayant le même rang.

Pour un niveau de signification , la quantité  $U$  donnée par:

$$U = (U - U) / (\text{var}(U))^{1/2}$$

est comparée avec la valeur de la variable réduite de la loi Normale  $U_{/2}$  correspondant à une probabilité au dépassement ( Pour  $\alpha = 5\%$  ,  $U_{/2} = 1.96$  ).

La serie de AIN-YOUCF étant courte, le test de Mann-Whitney ne peut être appliqué.

Un autre test a été effectué afin de vérifier l'homogénéité de la serie de AIN-YOUCF. Celui de WILCOXON

La procedure du test est la suivante :

- La serie de valeur est classée par ordre croissant
- On divise cette serie en deux sous échantillons
  - X possédant  $n_1$  valeurs
  - Y possédant  $n_2$
  - $n_2 > n_1$

On établit par la suite un tableau dont le rang, l'échantillon d'origine, et l'observation. voir Tableau II.1

Pour que les deux sous-échantillons X et y constituent une série homogène c'est à dire provenant de la même population il faut :

$$W_{\min} < W_x < W_{\max}$$

$$W_x = \text{rang de l'échantillon } x$$

$$W_{\min} = \left( \frac{(n_1 + n_2 + 1) * n_1 - 1}{2} \right) - 1,96 * \left( \frac{n_1 * n_2 * (n_1 + n_2 + 1)}{12} \right)^{1/2}$$

$$W_{\max} = (n_1 + n_2 + 1)n_1 - W_{\min}$$

ech X	ech y	classe	rang
362	13.58	2.5	Y
144.2	21.64	2.78	Y
47.03	4.28	3.89	X
39.38	2.78	4.28	Y
34.4	2.5	5.86	Y
3.89	5.86	13.58	Y
	24.46	21.64	Y
	27.08	24.46	Y
		27.08	Y
		34.40	Y
		39.38	X
		47.08	X
		144.20	X
		362.0	X
			X

Tableau (II.1) test d'homogeneite de Wilcoxon

$$W_x = 63$$

$$W_{min} = 64,63$$

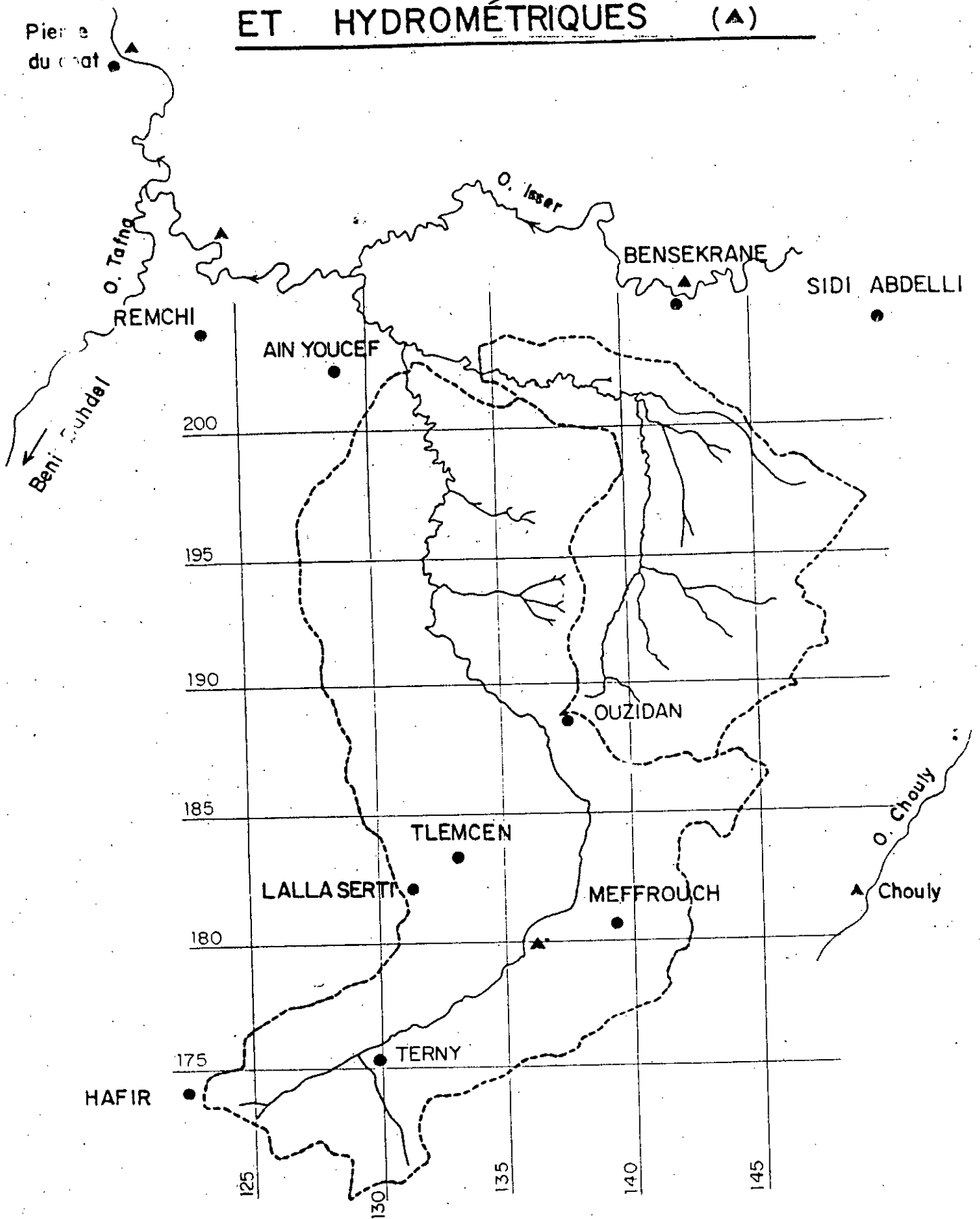
$$W_{max} = 58$$

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

La série est donc homogène.

# STATIONS PLUVIOMÉTRIQUES (●)

# ET HYDROMÉTRIQUES (▲)





### II.3 Etude de corrélation :

La série retenue (16-07-04) étant courte, on a eu recours à l'étude de corrélation pour la reconstitution de maximums d'observations .

Le terme corrélation signifie une méthode de recherche d'une relation exprimant le lien entre une variable dite dépendante et une ou plusieurs variables indépendantes. Son degré de liaison est exprimé par le coefficient :

$$R^2 = \frac{(\sum (X_i - X) * (y_i - y))^2}{(\sum (X_i - X)^2 * (\sum y_i - y)^2)}$$

Avec:

$X_i$  : Variables explicatives.

$X$  : Moyenne des variables explicatives.

$Y_i$  : Variables expliquées.

$Y$  : La moyenne des variables expliquées.

La droite de corrélation simple est donnée par :

$$Y = a + b X$$

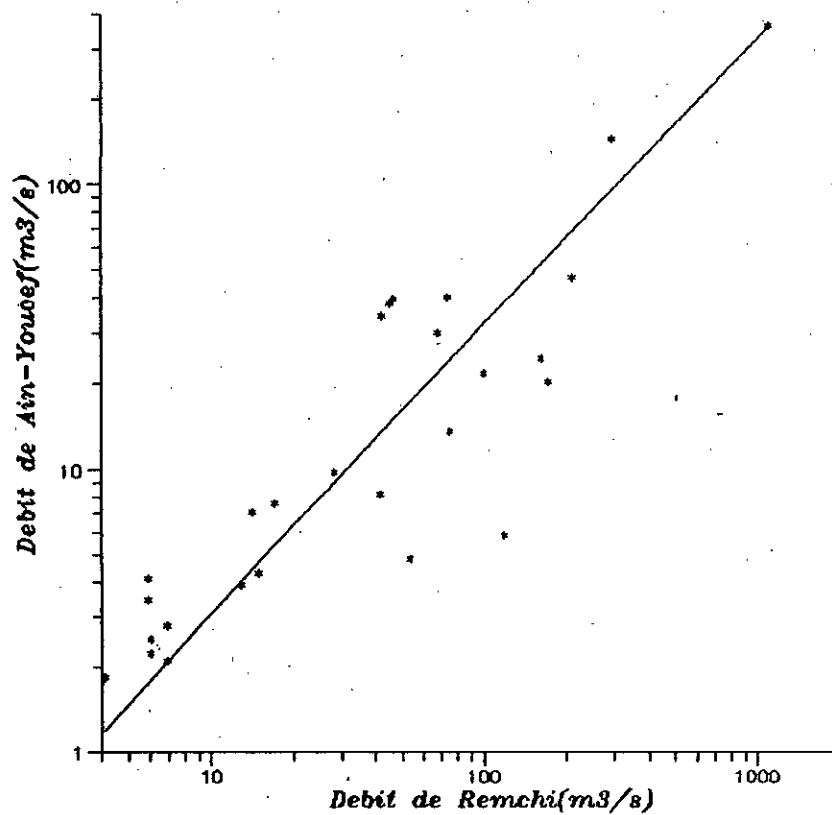
$$a = \frac{\sum X_i * y_i - \sum X_i * \sum y_i / n}{\sum X_i^2 - (\sum X_i)^2 / n}$$

$$b = Y - a X$$

Les coefficients de corrélation obtenu entre AIN-YOUCEF et BENSEKRANE , et la première avec PIERRE DU CHAT sont respectivement de 0.62 et 0.97. La série de PIERRE DU CHAT a été éliminée à cause de la faible période concomittante avec AIN-YOUCEF.

#### \* Verification sur REMCHI:

L'application du test sus-cité pour la série de REMCHI donne :



**Figure ( II. 3 ) : DROITE DE CORRELATION ENTRE LES STATIONS**

$$U = 1.07 < 1,96$$

Etant dans la limite de vérification , la série de REMCHI sera retenue pour l'extention des données.

La taille des échantillons de la série des maximums annuels-série commune- étant courte pour pouvoir entamer notre étude, on a choisi une deuxième variante constituée de deux valeurs maximales de l'année - taille satisfaisantes - [8]. Le coefficient de corrélation obtenu entre ces deux séries doublées est de 0.97 .

La droite de corrélation est de forme :

$$Y = - 0.149549 + 0.32466 x \dots\dots\dots ( II.1 )$$

représentée par la figure (II.3 ) .

#### II.4 Extension de la série de AIN-YOUCEF:

L'extension de la série de Ain-Youcef est effectuée par la droite de corrélation (II.1 ) .

#### \* Vérification de la série étendue :

Le test de Mann Whitney pour l'homogénéité, donne :

$$U = 0.85 < 1.96$$

Ce qui indique que la série étendue est homogène.

Ainsi, on peut étudier la distribution des débits maximums et d'en déduire le meilleur ajustement.

#### II.5 Ajustements:

En effectuant des ajustements statistiques à la série étendue, on a retenu le plus conforme au nuage des points pour la loi Log Pearson 3 ( voir figure II.4 ).

Tout en rejetant les ajustements obtenus pour les lois Gumbel et Log Normale; voir figures ( II.5 ),(II.6 ) .

Les valeurs des débits correspondants aux périodes de retour pour la loi retenue sont données dans le tableau ci-dessous :

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Q (m <sup>3</sup> /s)	176,5	286	483	678,5	1687	2862

### III RECONSTITUTION DES DEBITS DE CRUES PAR LES FORMULES EMPIRIQUES :

Formules	Qmax	Paramètres	QT (m³/s)
GIANDOTTI	$\frac{a*s*P_{tc}*0.8*\sqrt{H_{may}-H_{min}}}{L\sqrt{5+1.5*L}}$	Hmay = Hmin chap 2 L P <sub>tc</sub> S L	Q1000 = 1797.1
Mallet-GAUTHIER	$2*K*\log(1+A*8) * \frac{S}{\sqrt{VI}} * (1+4+lgt+lgs)$	Chap 2	Q1000 = 1103.24
TURASA	$\frac{P_{tc}*S*Cr}{3.6*T_c}$	Chap 2	Q1000 = 1583.43
BELBACHIR Laffit	$S*10^{(0.67-S*10^{-4})}$	Chap 2	Q1000 = 1414.6
SAMIE	$\frac{P_{j,max}*S*C_z*10^3*K_q}{86400}$	Ka = 1 Cr = a9 Chap 2	Q1000 = 795

Tableau de reconstitution des débits de crue à partir des formules empiriques

Les débits estimés par les formules empiriques sont relativement proches de ceux calculés par des lois statistiques. Vu que le champs d'application des formules empiriques est réstreint, on opte pour les débits déduits par l'étude statistique.

#### IV HYDROGRAMME DE CRUE :

La détermination du volume de la crue et l'étude du laminage nécessitent le calcul de l'hydrogramme de crue qui est défini par deux courbes; courbe de montée de la crue et courbe de décrue.

##### III.1 Courbe de montée :

La Figure ( II.7 ) représente les hydrogrammes observés à Ain-Youcef qui présentent deux configurations; le curviligne et le rectiligne. La forme rectiligne, étant la plus défavorable, sera utilisée dans les calculs.

Le tableau ( II.2 ) permet de relever les différents temps de montées enregistrés.

Le temps de montée est par définition égale au temps de concentration, celui-ci est donné par la formule de Giandotti:

$$t_c = \frac{4 * \sqrt{S} + 1.5 * L}{0.8 * \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec :

S : La superficie du bassin versant en (Km<sup>2</sup>)

L : Longueur du thalweg principal en (Km)

Hmoy : Altitude moyenne en (m)

Hmin : Altitude minimale en (m)

Ce qui donne un temps de concentration égale à :

$$t_c = 7 \text{ heures.}$$

##### III.2 Courbe de décrue :

En général la courbe de décrue s'écrit [2] :

$$Q = Q_p * e^{-(t-t_p)/k}$$

Avec

$Q_p$  : Débit de pointe ( $m^3/s$ ).

$Q$  : Débit à l'instant  $t$  ( $m^3/s$ ).

$t_p$  : Temps correspondant au débit de pointe (h).

$K$  : Coefficient tel que  $Q = 0.01 Q_p$  à la fin de la décrue.

Le temps de décrue est pris égale à 20 heures, correspondant à la moyenne des valeurs observées (tableau II.2 ).

On définit ainsi un temps, dit temps de base qui est égale à la somme des temps de montée et de décrue :

$$t_b = t_m + t_d = 27h.$$

Crue	Date	Temps de montée(h)	Temps de décrue (h)
1	10/11-11-89	2	21
	11/12-11-89	10	14
2	30/31-01-86	7	19
3	07-02-86	7	19
	09/10-02-86		28
4	08-03-86	7	29
	09/10-03-86	7	
5	04/05-02-87	12	14
6	12-02-87	5	19
	13/14-02-87	9	
7	22/23-02-87	13	23
Moyenne		7.9	20.7

Tableau ( II. 2): Temps de montée et temps de décrue enregistrés.

Ainsi, le tracé des hydrogrammes de crue est donné dans la figure( II.8 )correspondants aux différentes périodes de retour.

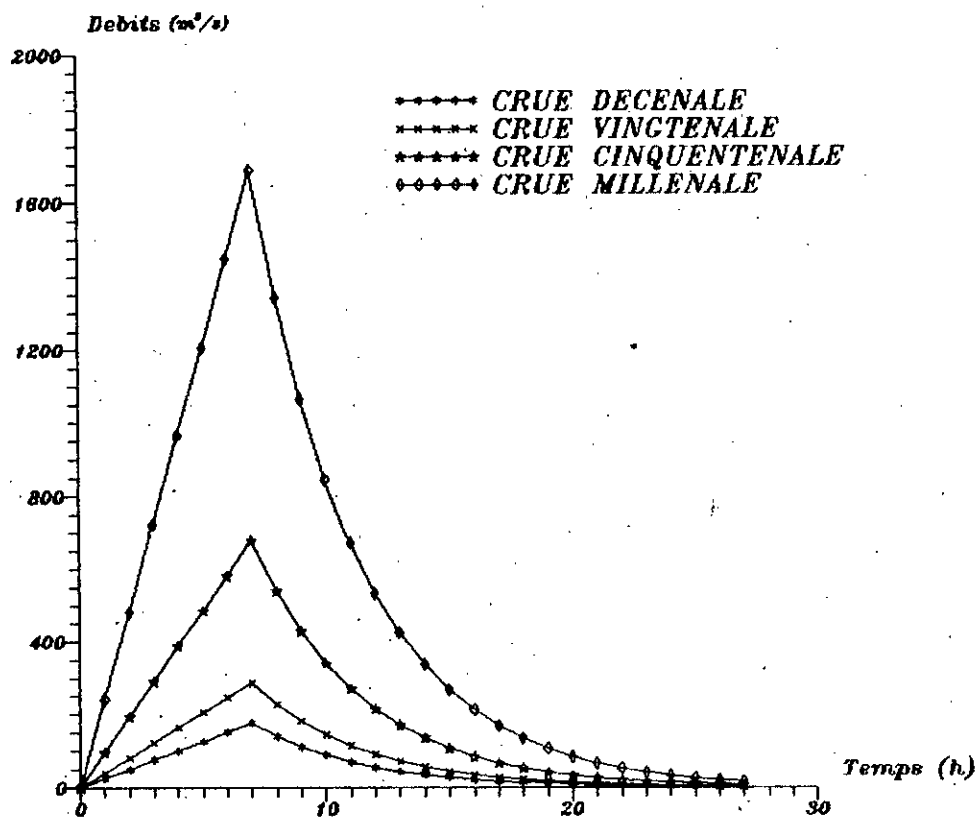


Figure ( II 8 ) : HYDROGRAMMES DE CRUE POUR  
LES DIFFERENTS TEMPS DE RETOUR

## V. CONCLUSION :

Le débit millénaire retenu à partir des données hydrométriques; qui est l'objet du présent chapitre est approximativement égale à celui obtenu en se référant aux études basées sur les données pluviométriques [2],[9].



CHAPITRE 3

LAMINAGE DE CRUE

## LAMINAGE DE CRUE

L'hydrogramme de crue est déformé par son passage dans le réservoir qui joue un rôle tampon - Le Laminage - . Plus précisément, l'étude du laminage consiste en la détermination de la lame d'eau déversante, permettant le passage de débit de pointe sans pour autant causer de dégâts à l'aval, toute en fixant la longueur déversante .

### I CALCUL DU LAMINAGE :

Pour obtenir la crue laminée ainsi que la hauteur déversée, des procédés graphiques, analytique ou numérique sont utilisés.

Pour notre cas, on a utilisé le procédé numérique - programme lamcru - en se basant sur les données suivantes :

#### a) Courbe Capacité-Hauteur :

Cette courbe représente la variation du volume d'eau en fonction de l'altitude de la cuvette, figure ( III.1 ). Elle est utile pour la détermination du niveau d'eau au delà du Niveau Normal de la Retenue .

#### b) Hydrogramme de crue millenal :

Etabli dans le Chapitre 2, dans le but d'avoir les débits évacués en fonction du temps.

#### c) Courbe caractéristique du déversoir :

La figure ( III.2 ) représente la variation du débit, pour différentes hauteurs deversantes, dite courbe caractéristique. Elle est exprimée par la relation :

$$Q = \mu * b * 2 * g * h^{3/2}$$

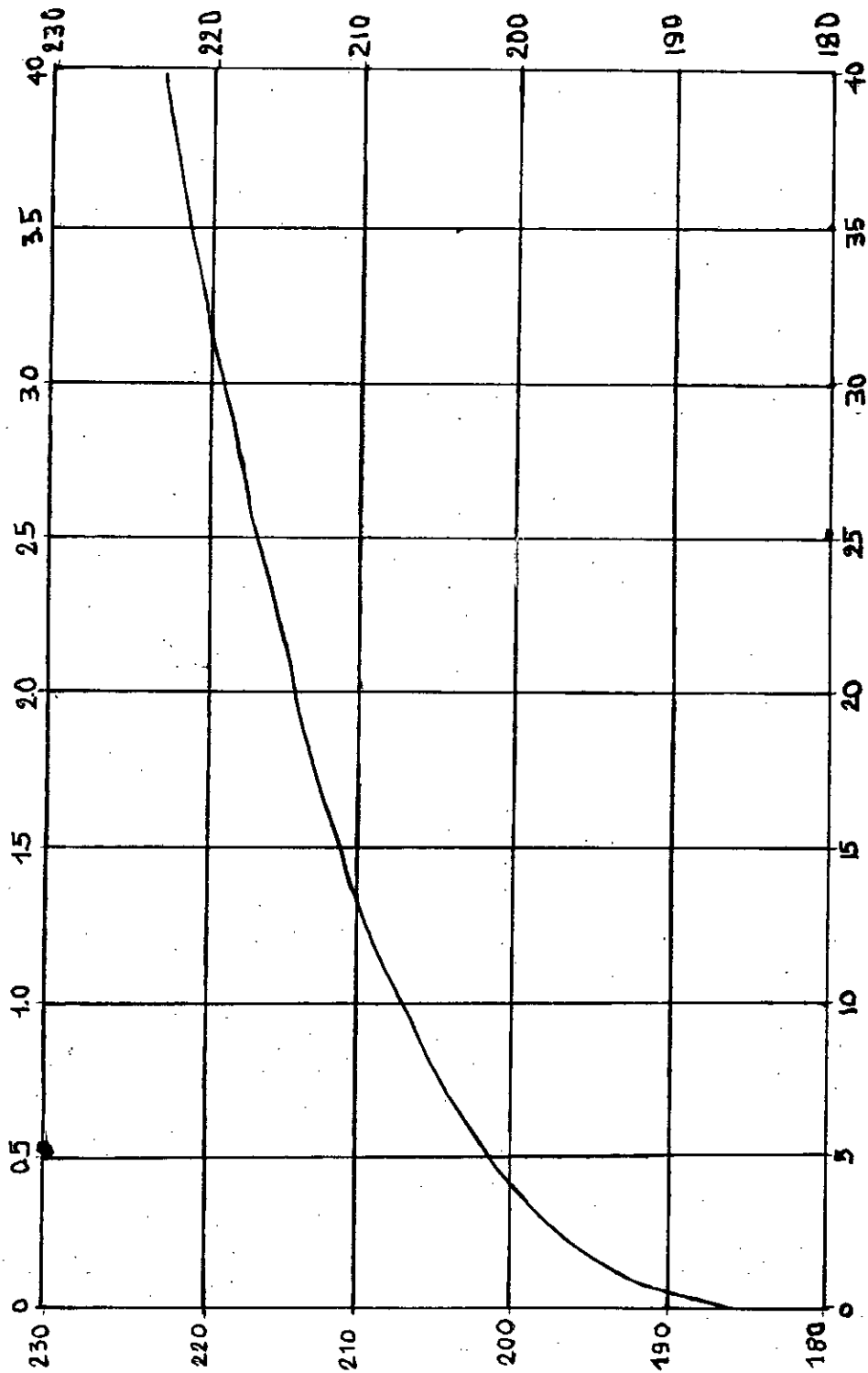


FIGURE (III.4) COURBE CAPACITE-HAUTEUR

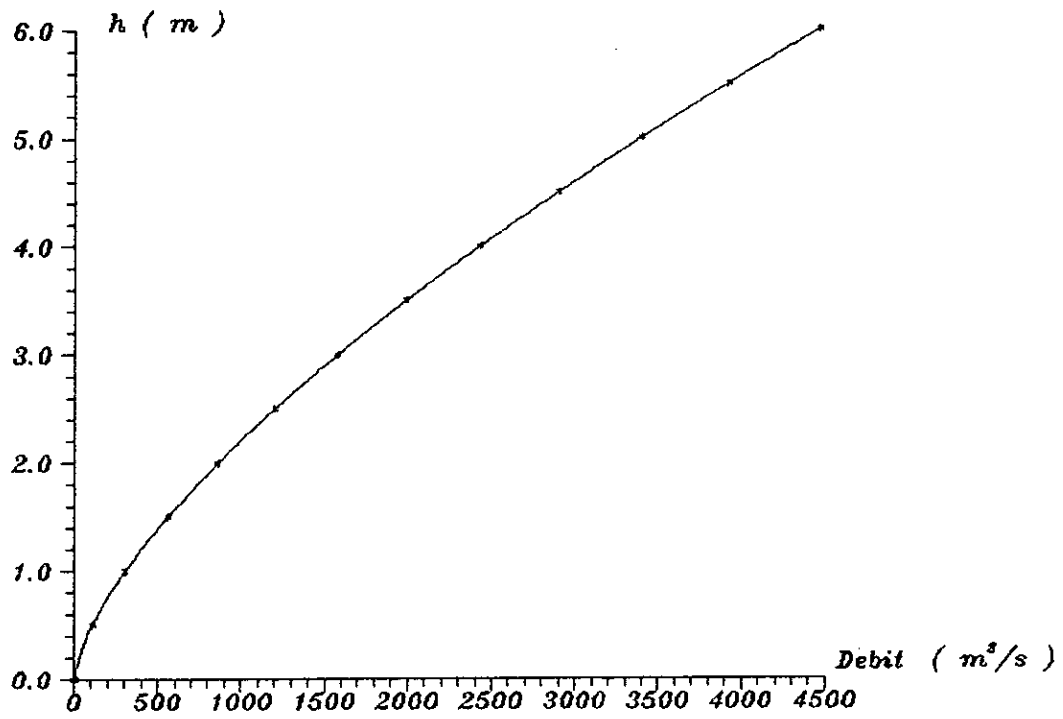


FIGURE ( III. 2 ) : COURBE CARACTERISTIQUE DU DEVERSOIR

Avec

- $\mu$  : Coefficient de débit (0.49 pour un seuil normal).
- b : Largeur du déversoir (m).
- g : Accélération de la pesanteur (9.81m/s<sup>2</sup>).
- h : Hauteur d'eau au dessus du déversoir (m).

II RESULTATS DU LAMINAGE :

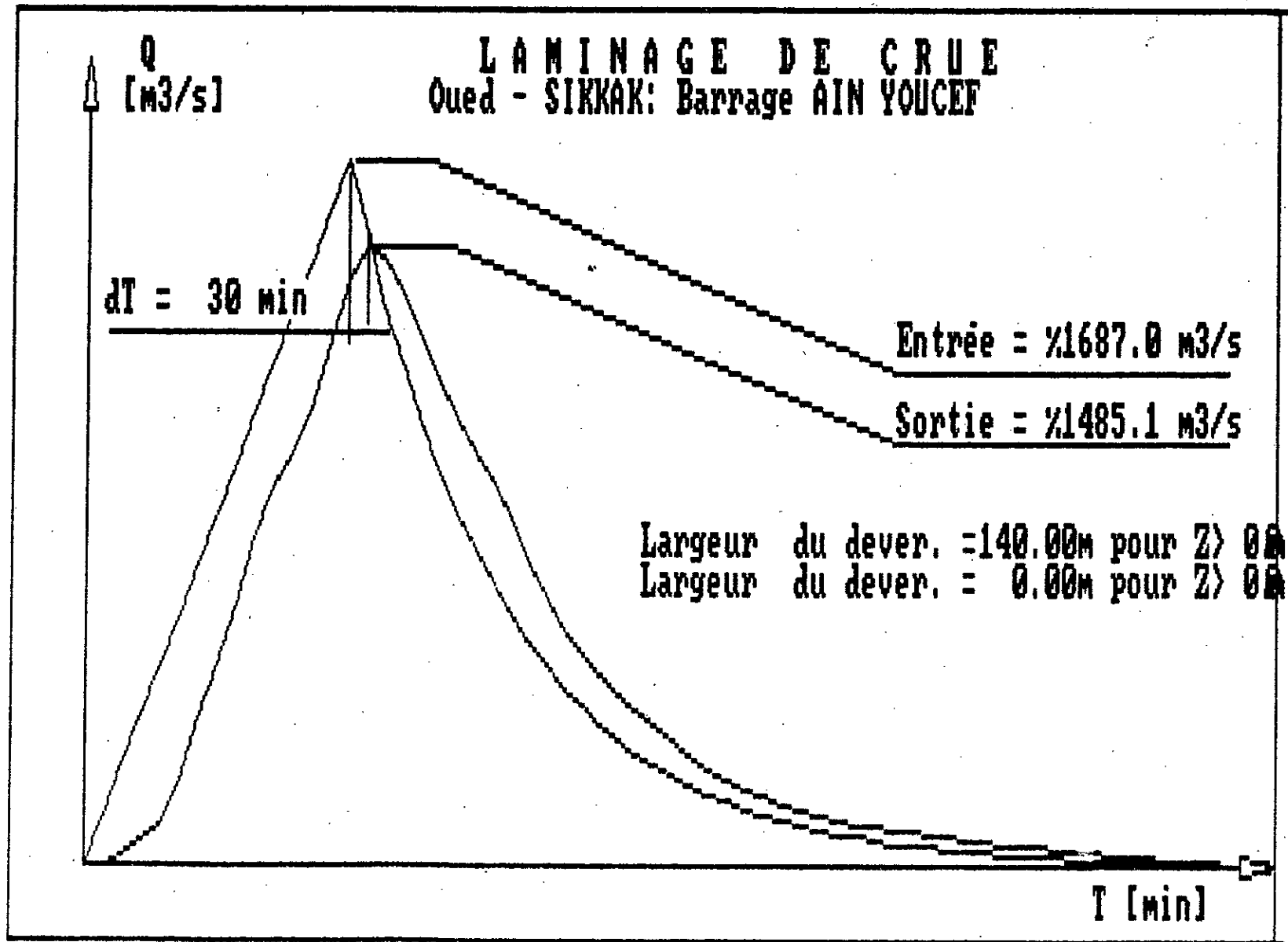
En analysant la topographie en rive droite, on a étudié le laminage pour des largeurs comprises entre 140 et 180m. Les tableaux (III. 1,2,3,4,5) représentent l'amortissement de la crue, assistée par ordinateur pour la gamme de largeur susdite et pour un pas de temps de 30 mn.

Le tableau (III.6) récapitule les hauteurs déversées maximales pour chaque largeur considérée.

B (m)	H dev (m)	Q dev (m )
140	2.88	1485.1
190	2.75	1484.7
160	2.64	1489.6
170	2.52	1476.8
180	2.43	1479.9

Tableau (III.6): Résultats du laminage

FIGURE (TTI.3)



### III CONCLUSION :

Les résultats du laminage pour les différentes largeurs prises ( tableau III.6 ), montre la faible variation de la hauteur déversante fonction de la largeur .  
On opte ainsi pour une largeur minimale.

$$B = 140\text{m}$$

$$Q_{\text{dév}} = 1485\text{m}^3/\text{s}$$

$$h_{\text{dév}} = 2.88\text{m}$$

La figure ( III.3 ) représente l'hydrogramme de crue laminé pour la largeur retenue.

CHAPITRE 4

EVACUATEURS DE CRUES



## EVACUATEURS DE CRUES

Les contraintes de réalisation des évacuateurs de crue se résument dans la topographie, la géologie, la pérennité souhaitée de l'ouvrage, la sécurité aval, avec –de plus– le facteur général "écologique" représentant l'intégration au sens large de l'ouvrage au site choisi.

### I TYPES D'EVACUATEURS DE CRUE :

Suivant leur type de fonctionnement hydraulique, les évacuateurs de crue peuvent être classés en deux grandes catégories; les évacuateurs en charge, et les évacuateurs de surface.

#### I.1 Evacuateurs en charge :

La transition de l'eau vers l'aval est assuré par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage, ou latéralement en rive.

Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puit ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire, appelée tulipe.

Le siphon est un cas particulier d'évacuateurs en charge. Il est constitué par une conduite épousant la forme de la digue et dont l'amorçage est réalisé automatiquement par la surélévation du plan d'eau de la retenue.

#### I.2 Evacuateurs de surface :

L'évacuateur de surface débute par un seuil ou un déversoir, permettant de contrôler le débit évacué. Celui-ci emprunte le coursier dont la forte pente provoque une vitesse importante à l'écoulement et donc une énergie qui sera absorbée par l'ouvrage dissipateur à l'aval. Cet évacuateur est placé selon les cas, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre (évacuateur frontal); le choix dépend

essentiellement des conditions topographiques [10].

Suivant les conditions d'exploitation, les évacuateurs de surface peuvent être :

**\* A déversement libre :**

fonctionnant pour une hauteur d'eau supérieure au Niveau Normal de la Retenue.

**\* Avec vannes :**

permettant de régler le débit évacué par des vannes placées au niveau du seuil.

## II Choix du type d'évacuateurs :

La réalisation d'un évacuateur en charge nécessite des conditions géologiques et topographiques meilleures que celles d'un évacuateur de surface; en effet l'assise d'un évacuateur en charge doit résister aux différents effets dangereux auxquels il est souvent soumis, tels que les vibrations engendrées par les écoulements rotationnels.

De plus, la difficulté de réalisation des évacuateurs en puits réside dans la maîtrise des techniques d'exécution, et par conséquent l'augmentation du coût et la durée des travaux, par contre les techniques de réalisation des évacuateurs de surface sont assez bien maîtrisées, et présentent plus de sécurité que leur courbe caractéristique ne présente pas de point d'engorgement. Ainsi, pour des considérations techniques et économiques, on opte pour un évacuateur de surface.

Quant à la forme du déversoir, on propose les variantes suivantes:

latéral, trapézoïdal, frontal et bec de canard.

Le type latéral est écarté car la topographie du site ne convient pas, et ceci à cause du volume d'excavation qui sera très important.

Les variantes retenues seront élaborées en détail ci-après.

Les déversoirs choisis sont considérés à seuil libre non vanné pour éviter les contraintes suivantes:

\* Nécessité d'assurer un entretien suffisant et une surveillance sans relâche .

\* Commande automatique présentant des risques de non fonctionnement lors des crues.

\* Commande manuelle nécessitant l'intervention de l'homme à chaque manoeuvre.

### III. SCHEMATISATION DE L'EVACUATEUR DE SURFACE:

Les éléments essentiels composant l'évacuateur de surface sont :

#### a) Le Déversoir :

Le contrôle du débit de crue est assuré par le déversoir situé dans la partie amont de l'évacuateur, l'écoulement à travers cet ouvrage doit être dénoyé.

Le débit d'un déversoir normal en écoulement dénoyé peut être calculé par la formule :

$$Q = u \cdot B \cdot 2 \cdot g \cdot h^{3/2}$$

Avec:

Q: Débit évacué (m<sup>3</sup>/s).

: Coefficient de débit.

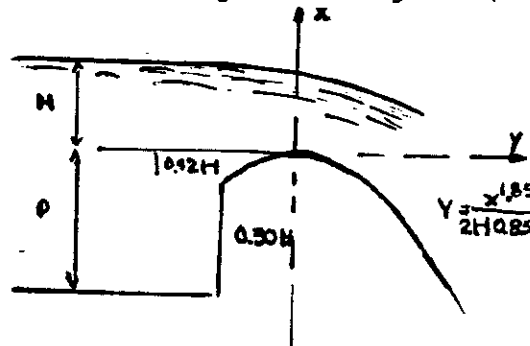
g: Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

B: Longueur déversée (m).

h: Charge sur le déversoir (m).

Les seuils normalisés (profil Creager, profil scimeni ) sont des déversoirs dont la crête et la partie avale sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversante .

Le profil Creager est donné par la figure ( IV.1 ).



Figure( IV.1 ) : Profil du déversoir Creager

**b) Le Coursier :**

Le coursier est utile pour la transition de la crue vers l'aval, il commence en général par une pente faible (inférieure à la pente critique) pour stabiliser l'écoulement déversé, ensuite une pente plus importante s'établit où le calcul du tirant d'eau est indispensable pour pouvoir dimensionner l'ouvrage suivant.

**c) L'Ouvrage de dissipation :**

Les débits provenant d'une crue sont des écoulements à vitesse importante et sont incontrôlables, pour éviter les dégâts engendrés, une manière de dissiper l'énergie est indispensable. L'énergie de l'écoulement peut être dissipée soit dans un bassin revêtu contenant un ressaut, soit dans le lit de la rivière aménagé préalablement.

**IV POSITIONNEMENT :**

Il est recommandé pour les barrages en terre ou en enrochement de positionner l'ouvrage évacuateur sur l'une des rives ; droite ou gauche en fonction de la topographie et de la géologie du site.

**a) Géologie :**

La rive droite est constituée d'une barre gréseuse qui présente une bonne roche de fondation.

**b) Topographie :**

Les pentes au niveau de la rive droite sont faibles, le volume d'excavation est donc moins important.

D'autre part, la distance séparant le seuil de l'évacuateur et le lit de la rivière est courte par rapport à celle de la rive gauche.

Ainsi, l'évacuateur choisi sera projeté sur la rive droite.

#### V CHOIX DE L'AXE DE L'EVACUATEUR :

Deux axes peuvent être envisagés:

\* Un axe se trouvant à une distance de 32m par rapport à l'extrémité droite du barrage , sa direction est Nord-Ouest; voir figure ( IV.2 ).

\* Un autre axe se situe à une distance de 40m à l'extrémité droite du barrage, dans la même direction que l'axe 1; voir figure (IV.3 ).

Du point de vue technico-économique, l'axe 1 est le mieux adapté, car il présente moins de volume de terres à excaver.

CHAPITRE 5

**PREDIMENSIONNEMENT**

# PREDIMENSIONNEMENT

D'après l'étude du laminage, les données retenus pour le calcul de dimensionnement sont :

- Longueur développée du déversoir 140 m
- Hauteur déversée ..... 2.88 m
- Débit déversé ..... 1485 m<sup>3</sup>/s

## I / RAPPEL SUR LES ECOULEMENTS A SURFACE LIBRE

### I.1 / Définitions :

Les écoulements à surface libre sont des écoulements où la surface libre est en contact avec l'air, généralement soumise à la pression atmosphérique. Ils peuvent subir des variations de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide, et sont classés comme suit :

#### a) Ecoulements permanent et non permanent :

L'écoulement à surface libre est dit permanent si sa profondeur reste constante dans le temps, et non permanent si elle varie au cours du temps.

#### b) Catégories d'écoulements permanents :

On distingue deux catégories d'écoulements permanent :

##### \* Ecoulement permanent uniforme :

Le régime d'écoulement est uniforme, si sa profondeur est la même dans les différentes sections de canal Figure (VI.1a)

on nomme profondeur normale  $h_n$ , la profondeur de l'eau qui dans un canal donné, correspond à une vitesse uniforme pour un débit donné.

##### \* Ecoulement permanent varié :

Le régime d'écoulement est varié si sa profondeur change tout au

long du canal. Cette catégorie se divise en trois sous-catégories

- Ecoulement permanent graduellement varié
- Ecoulement permanent brusquement varié
- Ecoulement permanent dont le débit varie dans l'espace seulement

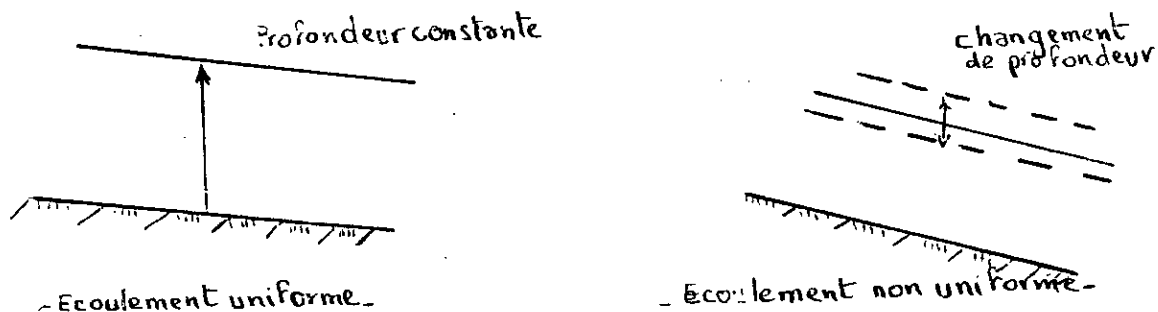


Figure V.1

c. Types d'écoulements à surface libre :

\* Types fluvial, critique et torrentiel :

L'effet de gravité est représenté comme le rapport des forces d'inerties aux forces de gravité, il est donné par le nombre de Froude  $F$ .

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

Où

$V$  : Vitesse caractéristique de l'écoulement

$L$  : Longueur caractéristique de l'écoulement

$g$  : Accélération due à la pesanteur

L'écoulement est du type fluvial ou tranquille si  $F < 1$

L'écoulement est du type critique si  $F = 1$

L'écoulement est du type torrentiel ou rapide si  $F > 1$



\* Type pulsatoire :

L'écoulement du type pulsatoire est instable et se brise en une série d'ondes ou de ressauts mobiles. Ce phénomène se produit lorsque la pente d'un canal est forte .

\* Type Aéré :

Les écoulement rapides, du fait de leur grande turbulence, absorbent par l'intermédiaire de leur surface libre des quantités plus ou moins importantes d'air. Ainsi, le liquide en mouvement se transforme en un mélange d'eau et d'air, ce qui donne un écoulement du type Aéré.

I. 2 Définition de l'énergie spécifique :

C'est l'énergie rapportée au fond du canal, exprimée en hauteur d'eau, elle est donnée par :

$$E-h+\alpha \frac{V^2}{2g}$$

$$- 1 \quad \text{et} \quad Q = V * s$$

$$E-h+\frac{Q^2}{2gs^2}$$

$$F^2 - 1 \quad \text{-----} \rightarrow \quad F - 1$$

Lorsque la valeur du débit est constante, cette équation est représentée graphiquement par une hyperbole, elle passe par un minimum lorsque

$$\frac{dE}{dH} = 0$$

$$\frac{dE}{dh} - 1 - \frac{Q^2 B}{gs} = 0 \dots \dots \dots \text{largeur du canal}$$

or

$$\frac{Q^2 B}{gs} = F^2 \dots \dots \dots \text{avec } F \text{ est } \dots \text{nombre de froude}$$

donc  $F^2 = 1$

L'énergie minimale est alors obtenue, lorsque la profondeur est égale à la profondeur critique

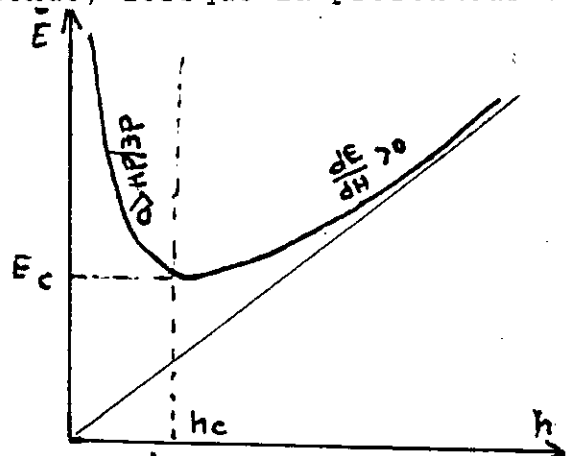


Figure (V.2) Relation entre l'énergie spécifique et la profondeur d'écoulement pour un débit constant.

### I.3 Ecoulement graduellement variée :

Cet écoulement est caractérisé par une variation progressive de divers paramètres hydrauliques le long du canal, provoquée par la présence de singularités engendrant une perte d'énergie locale - Equation générale de L'écoulement permanent graduellement varié l'équation de l'énergie totale est :

$$h - z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots \alpha - 1$$

$V$  : vitesse moyenne dans la section.

En supposant que la pente du canal est faible  
 On a :  $d \cos \theta = y$

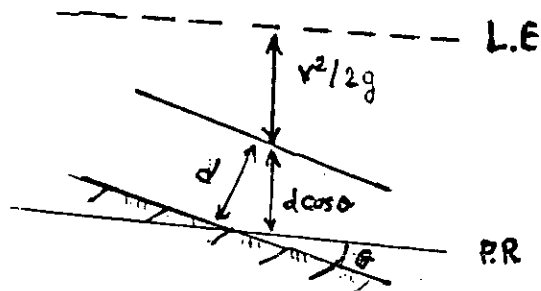


Figure (V.3)

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

par différentiation selon x, on obtient :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left( \frac{V^2}{2g} \right)$$

$$\frac{dH}{dx} = J \dots \dots \dots \text{et} \dots \dots \dots \frac{dz}{dx} = I$$

Où :

J : perte de charge /unité de long

I : pente du canal.

$$\frac{dy}{dx} + \frac{d}{dy} \left( \frac{V^2}{2g} \right) \frac{dy}{dx} = I - J$$

Pour un canal rectangulaire dont le débit unitaire  
 $q = Vy$  (m / s/m)

$$\frac{d}{dy} * \left( \frac{v^2}{2g} \right) - \frac{d}{dx} * \left( \frac{q^2}{2gy^2} \right) - \frac{q^2}{2g} \left( -\frac{2}{y} \right)$$

$$- F^2 = V^2/gy$$

Ce qui donne le nombre de froude F

Donc :

$$\frac{dy}{dx} (1-F^2) = I-J$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I-J}{1-F^2}$$

#### I.4 Classification des pentes et des profils

Types d'écoulement	Pentes	Profondeurs	Profils associés
Fluvial	Douce	$Y_n > Y_c$	M
Torrentiel	Raide	$Y_n < Y_c$	S
Critique	Critique	$Y_n = Y_c$	C

Avec :  $Y_n$  : profondeur uniforme

$Y_c$  : Profondeur critique

#### I.5 Tracé de profils longitudinaux (courbes de remous) :

Ce tracé explique l'évolution de la ligne d'eau dite courbe de remous dans les canaux.

L'équation qu'on utilise pour le calcul de ces courbes est l'équation citée ci-dessus :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I-J}{1-F^2}$$

Par définition, on pose

$$I = J \quad \text{si } y = Y_n$$

$$I < J \quad \text{Si } y < Y_n$$

$$I > J \quad \text{Si } y > Y_n$$

$$F < 1 \quad y > Y_c$$

$$F > 1 \quad y < Y_c$$

#### 4-a / Etude des cas :

1er cas : écoulement des un canal à pente douce  $y_n > Y_c$

$$Y > Y_n > Y_c$$

$$Y > Y_n \quad I > J$$

$$Y > Y_c \quad F < 1$$

--->  $> 0$  La profondeur de l'écoulement augmente dans la direction de l'écoulement.

Le profil correspondant est du type  $(M_1)$

$$2) Y_c > Y > Y_n$$

$$Y > Y_c \quad F < 1$$

$$Y > Y_n \quad I < J$$

Le profil est du type  $(M_2)$

$$3) Y_c > Y > Y_n$$

$$Y > Y_c \quad F < 1$$

$$Y > Y_n \quad I < J$$

Le profil est du type  $(M_3)$

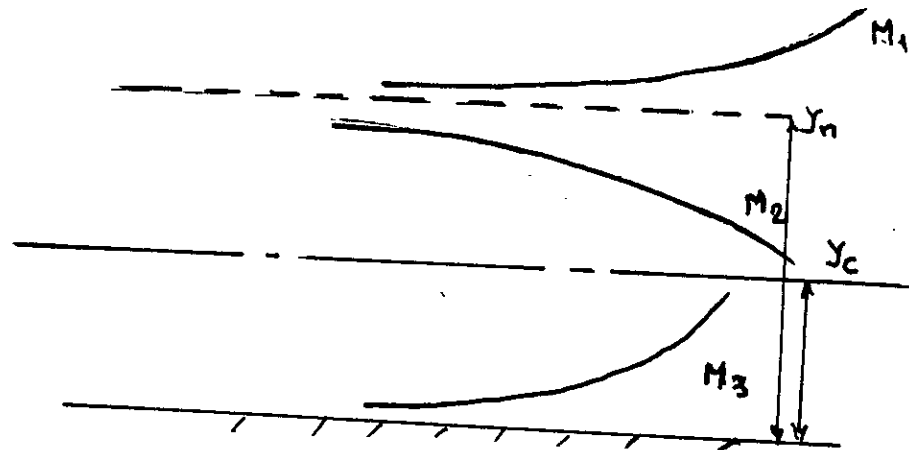


Figure ( V.4) ec et ds un canal à pente douce.

2em Cas : écoulement ds un canal à pente Raide  $Y_n < Y_c$

$$Y > Y_n > Y_c$$

$$Y > Y_c \quad F < 1$$

$$Y > Y_n \quad I < J$$

Le profil est du type  $S_1$

$$2) Y_c > Y > Y_n$$

$$Y < Y_c \quad F > 1$$

$$Y > Y_n \quad I < J$$

Le profil  $S_2$

$$3) Y < Y_n < Y_c$$

$$Y < Y_c \quad I < J$$

$$Y < Y_n \quad F > 1$$

Le profil  $S_3$

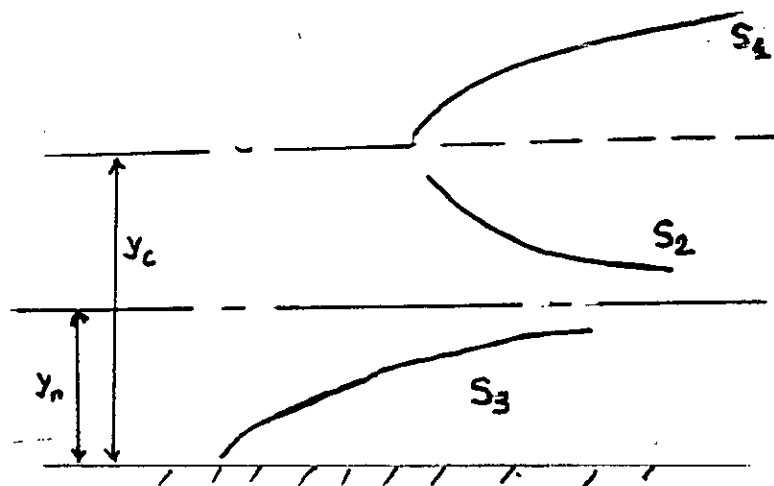


Figure (V.5) écoulement ds un canal à pente raide

3em Cas : écoulement dans un canal à pente critique  $Y_c = Y_n$

a)  $y > Y_c \geq Y_n \rightarrow I > J$

$$F < 1$$

Le profil  $C_1$

3)  $y < Y_c \leq Y_n \rightarrow I < J$

$$F > 1$$

Le profil  $C_2$

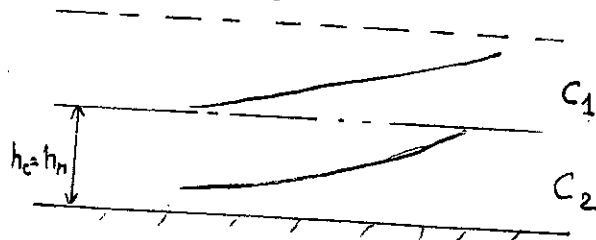


Figure (V.6)

b) méthodes de calcul :

Comme déjà dit, le calcul de remous nécessite l'intégration de l'équation I.1.5 Parmi les méthodes d'intégration les plus utilisées en cite :

Les méthodes numérique

Méthode de Bresse

Méthode de Bakhmeteff

Méthode des approximations successives

Méthode pas à pas <STEP méthode>

Dans notre calcul (plus loin) nous avons appliqué la première méthode ; d'application simple et donne de bon résultats pour des pas réduit. En plus elle s'applique quelque soit la nature du canal a sa Longueur.

La STEP méthode pas à pas est basée sur l'équation d'énergie. En considérant deux section (1) et (2) figure ci-contre, l'équation d'énergie est donnée par :

$$IDL + H_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = H_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + JDL \quad \alpha_1 = \alpha_2 = 1$$

$$DL (I - J) = H_2 + \frac{V_2^2}{2g} - \left( H_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right)$$

$$DL (I - J) = E_2 - E_1$$

$$DL = \frac{DE}{I - J} \dots \dots \text{avec} \dots \dots J = \frac{J_1 + J_2}{2}$$

J : Pente hydraulique donnée par

$$J = \frac{n^2 V^2}{R_H^{4/3}}$$

Avec :

n : Coefficient de Manning

v : Vitesse d'écoulement

R<sub>h</sub> : Rayon hydraulique



## II CALCULS HYDRAULIQUES DES EVACUATEURS DE CRUES :

### II.1 Variante 1 :

La figure (V.7) représente la vue en plan de la variante 1 qui est composé des éléments suivants :

#### II.1.1 Déversoir :

De forme bec de canard, ayant deux parties rectilignes permettant un déversement latéral de la crue et une partie curviligne dont le déversement est frontal.

##### \* Profil du déversoir :

Le profil du déversoir est du type Creager, il correspond à une hauteur d'eau de 1m. En multipliant les coordonnées X et Y du profil par la charge 2.88, on obtient le profil en question représenté par la figure ( V.8) ).

##### \* Détermination de la charge à la sortie du déversoir :

En appliquant le théorème de Bernoulli entre la surface libre et la sortie

du pertuis ( figure ci-contre ), on a :

$$h_{dev} + p = h + \frac{q^2}{2gh^2}$$

Avec :

$h_{dev}$  : hauteur deversée déduite du laminage.

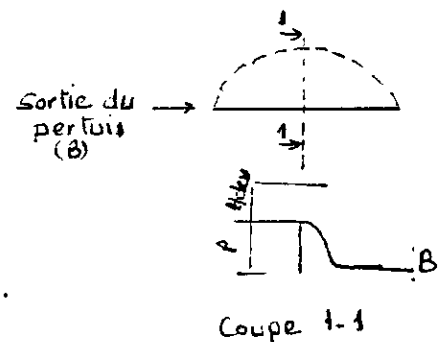
$$h_{dev} = 2.88 \text{ m}$$

p : hauteur de la pelle ( P = 2 m )

q : débit unitaire ( q = 10,61 m<sup>3</sup>/s/m )

g : accélération de la pesanteur

h : Charge à la sortie du pertuis



Par iteration, on trouve :  $h = 1,26$  m.

En considérant que la hauteur de sortie du pertuis constante tout au long du déversoir, on subdivise celui-ci en sections équidistantes et on détermine la pente  $I$  pour chaque section, en utilisant la formule de Chezy donnée par:

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} a$$

*Maning*

Avec :

$Q$  : Débit laminé;  $Q = 1485$  m<sup>3</sup>/s

$A$  : Section trasversale;  $A = b + m \cdot h$

Où  $m = 1.2$

$R$  : Rayon hydraulique donné par :

$$\frac{A_i}{P_i}$$

Où  $P$  est le périmètre de chaque section

On résume les calculs dans le tableau (V.1).

bi (m)	Qi <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Ai (m <sup>2</sup> )	Pi (m)	R (m)	I (%)
40	636.6	52.3	43.94	1.19	1.98
42	721.48	54.83	45.94	1.193	2.31
44	806.36	57.35	47.90	1.197	2.63
46	891.24	59.27	49.94	1.198	2.94
48	976.112	62.39	52.00	1.199	3.24
50	1061.0	64.91	53.94	1.203	3.53
52	1145.88	67.43	55.94	1.205	3.81
54	1230	70.00	57.97	1.208	4.06
56	1315	72.47	59.94	1.209	4.32
58	1400.52	75.00	61.94	1.211	3.62
60	1485	77.51	63.94	1.212	4.80

Tableau (V.1) : Détermination de la pente du déversoir.

La pente du radier du déversoir est prise égale à  $I = 2\%$ . En utilisant l'équation de Chezy, on détermine les hauteurs d'eau correspondantes à chaque section, les résultats sont présentés dans le tableau (V.2)

bi (m)	hi (m)	Ai (m <sup>2</sup> )	Vi (m/s)
40	1.26	52.31	12.17
42	1.32	57.53	12.54
44	1.37	62.53	12.89
46	1.41	67.25	13.25
48	1.46	72.64	13.11
50	1.50	77.16	13.65
52	1.55	83.48	13.72
54	1.60	89.47	13.74
56	1.62	93.87	14.01
58	1.63	97.73	14.33
60	1.64	101.63	14.61

Tableau (V.2): Détermination des hauteurs d'eau au déversoir dans le premier tronçon

La hauteur de sortie du déversoir bec de canard est de 1.64 m avec une vitesse de 14.61 m/s.

## II.1.2 Coursier :

Le Coursier qui fait suite au déversoir est composé de trois tronçons ;  
un convergent de 40m de long ayant une pente de 9,5 %, un tronçon rectangulaire de longueur 150 m, sa pente est de 12 % et une partie curviligne.

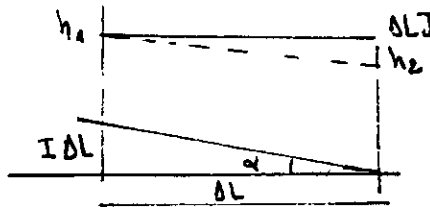
\* Calcul du remous dans le 1<sup>er</sup> Tronçon :

$$I = 9,5 \%$$

$$h_c = 3.97\text{m} \longrightarrow I_c = 0.123 \%$$

L'écoulement, étant torrentiel, les hauteurs d'eau se calculent de l'amont vers l'aval ; à partir de la hauteur de sortie du déversoir jusqu'à la section de contrôle.

En appliquant l'équation d'énergie, entre deux sections consécutives on obtient :



Figure

$$h_1 + \frac{V_1^2}{2g} + I\Delta L = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + J\Delta L$$

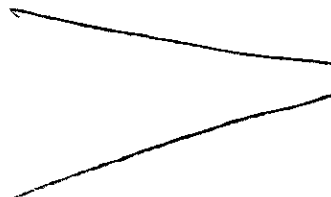
$$h_2 = h_1 + I\Delta L - \frac{n^2 Q^2 \Delta L}{S^{10/3}}$$

$$h_2 = h_1 + I\Delta L - n^2 Q^2 \Delta L \frac{(2h_2 + b)^{4/3}}{(h_2 b)^{10/3}}$$

En procédant par itérations de l'équation ci dessus, on dresse le tableau V.3

Distance (m)	Largeur (m)	hauteur (m)
0	60	1.64
2	59	1.80
4	58	1.96
6	57	2.12
8	56	2.29
10	55	2.50
12	54	2.68
14	53	2.86
16	52	3.04
18	51	3.22
20	50	3.40
22	49	3.56
24	48	3.76
26	47	3.94
28	46	4.12
30	45	4.30
32	44	4.48
34	43	4.66
36	42	4.83
38	41	5.01
40	40	5.19

Tableau (V.3 ) :Determination des hauteurs d'eau dans le coursier (convergent).



\* Calcul du remous dans le 2<sup>ème</sup> tronçon :

$I = 12 \%$

$I_c = 0.01 \%$  et  $h_c = 5.19$  m (paramètres critiques ).

$h_n = 1.25$  m ( hauteur normale ).

D'où l'écoulement est torrentiel.

La Step method expliquée au chapitre 3, permet de calculer les hauteur d'eau et d'en déduire la longueur du remous; donc celle du deuxième tronçon.

Calcul de la longueur du remous avec  $B = 40 \text{ m}$  ;  $0.12 < n < 0.013$  ;  $Q = 1485 \text{ M}^3/\text{s}$  ;  $H_c = 3.19 \text{ m}$  ;  $H_n = 3.19 \text{ m}$  ;  $H_n = 1.25 \text{ m}$  ;

H (m)	S(m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh	Rh <sup>4/3</sup>	V (m/s)	V' (m/s)	E	DE
5,19	207,6	50,38	4,12	6,40	7,15	2,868745	8,058745	-
5,04	201,6	50,08	4,03	6,51	7,37	3,042044	8,082044	0,023300
4,89	195,6	49,78	3,93	6,20	7,59	3,231535	8,121535	0,039491
4,74	189,6	49,48	3,83	6,00	7,83	3,439299	8,179299	0,057764
4,59	183,6	49,18	3,73	5,79	8,09	3,667763	8,257763	0,078464
4,44	177,6	48,88	3,63	5,59	8,36	3,917771	8,359771	0,102008
4,29	171,6	48,58	3,53	5,38	8,65	4,198673	8,488673	,128902
4,14	165,6	48,28	3,43	5,17	8,97	4,509436	8,648436	0,169763
3,99	159,6	47,98	3,33	4,97	9,30	4,853788	8,843788	0,195352
3,84	153,6	47,68	3,22	4,76	9,67	5,240797	9,080397	0,236603
3,69	147,6	47,38	3,12	4,55	10,06	5,675105	9,368105	0,284708
3,54	141,6	47,08	3,01	4,34	10,49	6,165235	9,706235	0,341131
3,39	135,6	46,78	2,90	4,13	10,95	6,725992	10,113992	0,407757
3,24	129,6	46,48	2,79	3,92	11,46	7,369956	10,609956	0,487004
3,09	123,6	46,18	2,68	3,72	12,01	8,093002	11,183002	0,582006
2,94	117,6	45,88	2,56	3,51	12,63	8,939865	11,878865	0,696883
2,79	111,6	45,58	2,45	3,30	13,31	9,927004	12,717004	0,837119
2,64	105,6	45,28	2,33	3,09	14,06	11,087120	13,727120	1,010116
2,49	99,6	44,99	2,21	2,89	14,91	12,463153	14,953153	1,226032
2,34	93,6	44,68	2,09	2,68	15,87	14,112205	16,452205	1,499053
2,19	87,6	44,38	1,97	2,48	16,95	16,111389	18,301389	1,849384
2,04	81,6	44,08	1,85	2,27	18,26	18,568049	20,608049	2,306460
1,89	75,6	43,78	1,73	2,07	19,84	21,632315	23,822315	2,914266

tableau (7.4) (a)

Calcul de la longueur du remous: B 40; I 0.12 N 0.013 Q=1485 m<sup>3</sup>/s

J	J'	I-J'	DL (m)	L(m)
0.001309	-			
0.001432	0.001370	0.118630	0.196509	0.20
0.001571	0.001501	0.118499	0.333456	0.53
0.001729	0.001650	0.118350	0.488401	1.02
0.001909	0.001819	0.118181	0.664436	1.68
0.002115	0.002012	0.117988	0.865320	2.55
0.002353	0.002234	0.117766	1.095664	3.64
0.002627	0.002490	0.117510	1.361163	5.00
0.002947	0.002787	0.117213	1.668912	6.67
0.003320	0.003133	0.116867	2.027843	8.70
0.003760	0.003540	0.116460	2.449310	11.15
0.004281	0.004021	0.115979	2.947729	14.10
0.004904	0.004593	0.115407	3.542759	17.64
0.005654	0.005279	0.114721	4.259031	21.90
0.006565	0.006109	0.113891	5.130731	27.03
0.007682	0.007123	0.112877	6.204361	33.24
0.009068	0.008375	0.111625	7.546205	40.78
0.010806	0.009937	0.110063	9.250663	50.03
0.013017	0.011911	0.108089	11.460037	61.49
0.015870	0.014443	0.105557	14.395945	75.89
0.019614	0.017742	0.102258	18.422805	94.31
0.024624	0.022119	0.097881	24.182849	118.49
0.031475	0.028050	0.091950	32.920321	150.00

tableau (V.5) (b)



## \* Calcul des hauteurs d'eau (3ème traçon)

C'est une partie parabolique exprimée par l'équation :

$$Y = E1 \frac{9}{2,2 \cos^2 \theta} X^2 + E2 \operatorname{tg} \alpha X$$

$\alpha$  : angle d'inclinaison

V : vitesse d'approche

$$v = \frac{Q}{S} = 20.28 \text{ m/s}$$

$$I = 0.12 \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = 0.12 \Rightarrow \alpha = 6.84^\circ$$

E1 , E2 coefficients tenant compte des pertes de charge par frottement et par courbure

$$E1 = 0,83$$

$$E2 = 0,92$$

La partie parabolique est donc donnée par l'équation

$$Y = 0.01 x^2 + 0.1104 x$$

La côte du terrain naturel  $C_T$

$$C_T = 212 - (I, DL + I_2 DL)$$

$$C_T = 190.2$$

## Calcul des côtes

Points	x (m)	y(m)	Côte i = côte x - y (m)
O	0	0	17.2
A	7	1.263	15.94
B	14	3.5	13.7
C	21	6.73	10.47
D	28	10.93	6.27
E	36.3	17.2	0

Calcul des hauteurs d'eau :

L'équation d'énergie entre deux sections A et B s'écrit :

$$C_A + h_A + \frac{V_A^2}{2g} = C_B + h_B + \frac{V_B^2}{2g}$$

$$40 = 15.94 + h_r + \frac{(1485)^2}{1962 (40 * h)^2}$$

Par itérations on obtient :

Points	O	A	B	C	D
h <sub>i</sub> (m)	1.83	1.78	1.69	1.58	1.476
V <sub>i</sub> m/s	2.28	20.85	21.96	23.5	25.15

Les vitesses sont comprises entre 20.18 et 25.15 m/s

### II.1.3 Bassin de dissipation

Deux types de dissipateurs d'énergie, saut de ski et le bassin de tranquillisation. Le saut de ski représente la solution la plus économique, si les conditions géologiques du site sont favorables, ce qui n'est pas le cas ; l'assise de cette partie est soumise au jeu de faille on opte donc pour un bassin de tranquillisation, qui réduit au minimum le risque d'érosion (type II) [13].

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

$$F = 6.6 > 4.5$$

Pour

$$h_1 = 1.476 \text{ m (hauteur d'entrée dans bassin de dissipation)}$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1+8F^2}-1)$$

$$h_2 = 13.06$$

$$L_{\text{Res}} = 2.5 (1.9h_2 - h_1)$$

$$L_{\text{Res}} = 58 \text{ m}$$

La longueur du bassin est de :

$$L_b = 5h_2$$

$$L_b = 65 \text{ m}$$

## II.2 Variante :

La figure V.2 représente la vue en plan de l'évacuateur de crue de forme trapézoïdale.

### II.2.1 Déversoir :

Le déversoir trapézoïdale est constitué de deux parties l'une fonctionnant comme déversoir latéral et rectiligne jouant le rôle d'un déversoir l'autre frontal.

Section	h(m)	Bx (m)	Dx (m <sup>2</sup> )	P(m)	Ru(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Cn (ml/6)	I (%)
1	1.26	23.33	31.30	27.3	1.15	318.3	10.2	1.46
2		26.7	35.55	30.64	1.16	424.2	11.93	1.97
3		30	39.71	33.94	1.17	530.3	13.35	2.44
4		33.3	43.86	37.24	1.18	636.4	14.51	2.85
5		36.7	48.15	40.61	1.18	742.5	15.42	3.22
6		40	52.30	43.93	1.19	848.6	16.23	3.53
7		43.33	56.50	47.30	1.19	954.7	16.90	3.82
8		46.70	60.75	50.64	1.20	1060.8	17.46	4.01
9		50.00	64.90	53.94	1.20	1166.9	18.00	4.3
10		53.30	69.10	57.23	1.21	1273	18.42	4.44
11		56.70	73.35	60.64	1.21	1379.1	18.80	4.63
12		60.00	77.50	63.94	1.21	1485	19.20	4.83

Tableau II.5 Détermination de la pente du radier de la 2<sup>eme</sup> variante.

La pente du radier du déversoir Trapezoidal est de 15 %.

les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux ci-après

Sect°	I (%)	Bi (m)	h (m)	Ai (m <sup>2</sup> )	v (m/s)
1	1.5	23.33	1.24	30.77	10.34
2	/	26.70	1.36	38.53	11.01
3	/	30	1.45	46.02	11.52
4	/	33.3	1.54	54.13	11.76
5	/	36.7	1.58	60.98	12.18
6	/	40	1.63	68.40	12.41
7	/	43.33	1.67	75.71	12.61
8	/	46.7	1.70	82.86	12.80
9	/	50	1.73	90.10	12.95
10	/	53.3	1.75	97.0	13.12
11	/	56.7	1.77	104.12	13.24
12	/	60	1.80	111.90	13.27

tableau V. Détermination des hauteurs de sortie au niveau du déversoir trapézoïdal

La hauteur de sortie est de  $h_s = 1.8\text{m}$ .

### II.2.2 Coursier

Les caractéristique géométrique de ce coursier sont représentées dans la figure V.2.

Le Procéde de calcul est le même tableau (II.2.2.1, II.1.2, II.1.3)

Tableau II.2.2.1 : calcul des hauteurs d'eau de 1er tronçon.

Distance (m)	bi (m)	hi(m)
0	60	1.8
2	58.96	1.96
4	57.92	2.12
6	56.88	2.30
8	55.81	2.47
10	54.80	2.65
12	53.76	2.83
14	52.72	3.01
16	51.68	3.20
18	50.64	3.38
20	49.60	3.56
22	48.56	3.71
24	47.52	3.92
26	46.48	4.11
28	45.41	4.27
30	44.40	4.45
32	43.36	4.63
34	42.32	4.81
36	41.28	4.99
38	40	5.19

Tableau II.7

Pour les deux autres tronçons voir tableaux (5.4a) et (S.A.b)

### II.3 Variante 3

La figure II. schématise la vue en plan de l'évacuateur frontal courbe.

Cet évacuateur est caractérisé par un déversoir courbé ayant un rayon de courbe de  $R = 72 \text{ m}$ .

#### III.3.1 déversoir :

$$b = 70$$

$$Q = \frac{1485}{70} = 21,21 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_{cr} = \left(\frac{Q^2}{g}\right)^{1/3} = 3,58 \text{ m}$$

$$V_{cr} = 5,92 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_r = 1,78 \text{ m}$$

La côte du fond

$$218 - (3,58 + 1,78) = 212,64 \text{ m}$$

#### III.3.2 Coursier

Constitué de deux tronçon ayant un pente de 0.05 et 0.12 respectivement pour un tronçon parabolique.

##### \* Tronçon convergent :

On procéde de la même manière que les autres variantes (pour convergent), on obtient les hauteurs d'eau résumées dans le tableau ci-après.

Tronçon 1 :

b(m)	h(m)
70	3
68.68	3.1
67.36	3.19
66.05	3.29
64.72	3.38
63.41	4.47
62.09	3.56
60.77	4.69
59.46	4.74
58.14	4.83
56.82	4.92
55.50	4.01
54.18	4.1
52.86	4.19
51.55	4.28
50.23	4.37
48.91	4.46
47.59	4.57
46.27	4.68
44.96	4.79
43.61	4.88
42.32	4.88
41.00	5.10
40	5.19

\* 2 em tronçon voir tableau (V.4)

### II.3.3 Bassin de dissipation

On retient le même bassin de dissipation



CHAPITRE 6

CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

## CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

### I. ESTIMATION DU COUT :

#### 1. Béton armé :

##### a) Déversoir :

on estime le volume du déversoir généralement par :

$$V_D = b * P * c$$

Où

P: hauteur de la pelle du déversoir

b: largeur du déversoir

c : Coefficient qui tient compte de la difficulté d'exécution de la forme du déversoir du risque de mal performance, et une reconstruction éventuelle du déversoir.

##### b) coursier :

le volume de béton du coursier est donnée par :

$$V_c = e * l * L_m$$

Où

e : épaisseur du bloc de béton.

L : longueur du coursier

L<sub>m</sub> : largeur moyenne en tenant compte de la hauteur des murs bajoyer.

h : (largeur initiale du coursier + largeur final du coursier) / 2

h: hauteur moyenne des murs bajoyer.

#### 2. Volume excavé :

##### a) Déversoir :

le volume excavé au niveau de l'emplacement du déversoir est donnée par :

$$V_{Dev} = b * T * k$$

Où

b: largeur du déversoir

T : hauteur moyenne de terre à excaver

K : coefficient qui tient compte de l'emplacement du déversoir

b) Coursier :

au niveau de l'assise du coursier le volume excavé est donnée par

$$V_{ce} = S_m * b_m$$

$S_m$  : section moyenne de terre à excaver pour l'emplacement du coursier.

$b_m$  : longueur moyenne du coursier sans murs bajoyer.

### 3. LE COUT TOTAL :

Le prix unitaire du béton est estimé à 1400 DA

Prix unitaire par m<sup>3</sup> d'excavation, en considerant un terrain meuble et rocheux sont respectivement de 80 et 1300 DA

Le coût total = coût unitaire du béton \* ( volume du béton) + coût unitaire d'excavation \* (volume à excaver)

### II. APPLICATION

Variante	Seuil	Convergent	Coursier	Total
Bec de cabard	19200	25025	84760	128985
Trapezoidal	24480	25025	84760	134265
Frontal courbé	4900	25025	84760	114685

Tableau ( VI. 1 ) : Volumes excavés des 3 variantes

Béton m <sup>3</sup> /Variantes	Seuil	convergent	Coursier		Total
			Dalle	Murs B	
Bec de canard	6300	8300	6000	1500	22100
Trapezoidal	6300	8300	6000	1500	22100
Frontal courbé	6300	8700	6000	1500	22500

Tableau (VI.2) : Volumes de béton des variantes

Designation	Prix unitaire (DA)	Bec de canard		Trapezoidal		Frontal courbe	
		Quantité (m <sup>3</sup> )	Total 10 <sup>6</sup> (DA)	Quantité (m <sup>3</sup> )	Total 10 <sup>6</sup> (DA)	Quantité (m <sup>3</sup> )	Total 10 <sup>6</sup> (DA)
1. excavation							
1.1 Terrain Meuble	80	83123	6.65	87643	7.01	77332	6.18
1.2 Terrain Rocheux	1300	45862	59.62	46622	60.6	37353	48.5
2. Beton	1400	22100	30.94	22100	30.94	22500	30.94
Total (10 <sup>6</sup> DA)			97.21		98.55		85.62

Tableau (VI.3) Evaluation des coûts des variantes.

La Variante la plus économique est donc la troisième qui est de forme frontal courbé.

CHAPITRE 7

ETUDE D'AERATION

## ETUDE D'AERATION

### A/ PROBLEME PARTICULIER DES ECOULEMENTS A SURFACE LIBRE :

Les problèmes posés par le dimensionnement des évacuateurs de crues sont complexes et variés, vu que ces ouvrages sont conçus pour évacuer des débits très importants- débits de crue -, plusieurs phénomènes peuvent se présenter à savoir ; les dégradations par cavitation ou par abrasion, les vibrations, les sous pressions et les effets de la dissipation d'énergie.

Le problème étudié ci-dessous concerne l'érosion par cavitation des évacuateurs de crues.

#### I Définition et évolution de la cavitation :

Dans les écoulements à grande vitesse à surface libre, la pression statique est généralement faible, elle risque d'atteindre une valeur limite pour l'eau qui est la pression de vapeur ; de ce fait, des particules d'eau s'évaporent à température ambiante ainsi l'eau perd son homogénéité et l'écoulement devient biphasique, c'est à dire constitué d'eau et de bulles d'air ; ce phénomène est appelé cavitation. Si la pression augmente à nouveau, les bulles de vapeur reviennent brusquement à l'état liquide, il en résulte une explosion des bulles libérant localement des énergies considérables.

Au début du phénomène, on constate l'apparition de petites indentations dans le matériau sans perte de masse. Dans le cas où le temps d'action est suffisamment long, On assistera à des destructions irréversibles ; c'est l'Erosion de Cavitation.

Trois étapes de cavitations peuvent être définies [14] :

\* Cavitation naissante : limite à ne pas dépasser, l'éviter à tout prix.

\* Cavitation développée : marquée par l'établissement d'une poche permanente sur une zone de taille significative par rapport aux parois.

\* Supercavitation : cas où des poches de grande dimension se forment d'une manière stable sur les parois solides et se referment au sein du fluide.

La potentialité de cavitation est exprimée en fonction du paramètre  $\sigma$ , défini par le rapport entre la pression absolue de la paroi et l'énergie cinétique

locale :

$$\sigma = \frac{P - P_v}{\rho * V^2 / 2}$$

Avec :

P : pression au point considéré

P<sub>v</sub> : tension de vapeur

\* V<sup>2</sup>/2 : énergie cinétique au point considéré

Pour

$< 0$  : pas de cavitation

$> 0$  : cavitation

$0$  : condition critique pour la cavitation

## II EFFETS DE LA CAVITATION :

Si le processus de la cavitation apparaît suffisamment près de la limite du liquide, le matériau sera soumis à des ondes de compression dues à l'implosion des bulles d'air qui peuvent induire l'altération des caractéristiques, les vibrations, la diminution des performances et l'érosion des parois solides.

On appelle érosion de cavitation l'attaque de la matière d'une paroi en contact d'un écoulement. Le mécanisme de cette attaque est difficile à approcher vu qu'elle est conditionnée à la fois par les paramètres dynamiques de l'écoulement, par les caractéristiques mécaniques de la paroi et dans certaines limites par la réactivité chimique du liquide sur le matériau dont est constituée la paroi [15].

La figure (VII.1) présente les lieux où les pressions locales peuvent être proches de la pression de vapeur, et donc où l'érosion de cavitation est susceptible de se manifester.

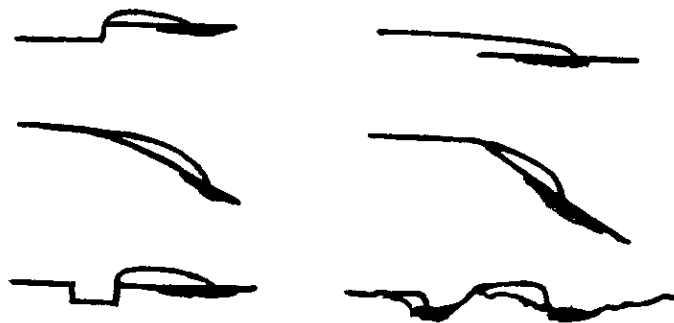


Figure ( VII.1 ) irrégularités de surface



### III QUELQUES EXEMPLES DE DEGRADATION PAR CAVITATION :

Les dommages causés par la cavitation dues aux écoulements à grande vitesse sont fréquents dans les barrages de plus en plus hauts et les évacuateurs de capacité de plus en plus grande.

Réalisés au cours des dernières décennies [4], on cite :

- Barrage de Hoover, et de Glen Canyon, USA
- Karun, en Iran, dont la moitié inférieure du coursier et la cuillère de dissipation ont été érodés à plusieurs reprises.
  
- El In Fernillo, au Mexique où la cavitation a creusé des trous dans les coudes de raccordement entre puits inclinés et galeries de dérivation.
  
- Keban, en Turquie, endommagé superficiellement près des joints transversaux entre dalles du coursier.
  
- GURI, VENEZUELA, où la cuillère submergée du déversoir de première phase a été endommagé par cavitation.
  
- Castillon, en France où les dégradations ont eu lieu au niveau du raccordement de la vidange intermédiaire avec le coursier de l'évacuateur de surface.
  
- Bemposta et Miranda, au Portugal sur le parement aval du débouché des vidanges de fond qui sert de coursier à l'évacuateur de surface.
  
- Yellowtail, USA, où la cavitation a creusé un trou de plus de deux mètres à l'aval du coude vertical de l'évacuation en tunnel.

#### IV PROTECTION CONTRE L'ÉROSION PAR CAVITATION :

Pour remédier à l'érosion par cavitation – dans les coursiers des évacuateurs de crues –, il faut agir sur les facteurs dont elle dépend ; deux manières différentes peuvent être appliquées :

a) soit réduire les rugosités des parois par rapport à la couche limite turbulente par meulage du béton, ou utiliser un matériau plus lisse et plus résistant. Ceci est réalisé par le blindage en tôle d'acier qui a pour inconvénients de coûter cher et de poser des problèmes de scellement dans le béton des radiers. En outre, d'autres types de protections ont été développées au cours des dernières décennies; ce sont les résines époxydiques, les bétons avec fibres d'acier incorporées et les résines polyuréthane qui sont limités à cause de leur prix et d'être soumis aux contraintes de vieillissement.

b) soit injecter de l'air dans l'écoulement, ce qui freine le développement de pressions subatmosphériques par augmentation de la compressibilité de l'eau, et par conséquent les bulles d'air non dissoutes réduisent considérablement la violence des chocs qui accompagnent l'implosion des bulles de vapeur.

Cette technique d'aération ( § suivant ) s'effectue au moyen d'aérateurs en radier alimentés par des cheminées ou des décrochements latéraux, elle présente les avantages d'être la solution la moins coûteuse et loin de conduire de vieillissement à la surface de l'évacuateur de crue.

## B/ AERATION:

Le phénomène des écoulements aérés présente un grand intérêt dans le projet des canaux à forte pente (coursiers des évacuateurs).

Ceci se traduit par l'existence d'un mélange air-eau faisant augmenter le volume de l'écoulement, nécessitant des murs latéraux plus hauts que dans le cas d'un écoulement non aéré.

L'inconvénient du gonflement est compensé par une suppression des dégâts par cavitation [16].

Il y'a lieu alors, pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue, de tenir compte du phénomène d'entraînement d'air dans l'écoulement le long du coursier, et de déduire si cet écoulement est naturellement aéré, ou bien une aération forcée est nécessaire.

Pour se faire, le calcul des paramètres d'aération doit être effectué (voir ci-après).

## I GENERALITES :

### I. 1 Evolution de l'écoulement à surface libre:

A l'amont d'un canal à forte pente constante, l'épaisseur de la lame d'eau diminue suivant une courbe de remous dans le domaine torrentiel, toutefois une couche limite turbulente se développe pour atteindre la surface libre à une certaine distance  $x$ , à partir de l'amont.

Le point d'inception (figure VII.2) et le point où l'épaisseur de la couche limite devient égale à la hauteur d'eau, ce qui correspond au début de la zone d'écoulement aéré.

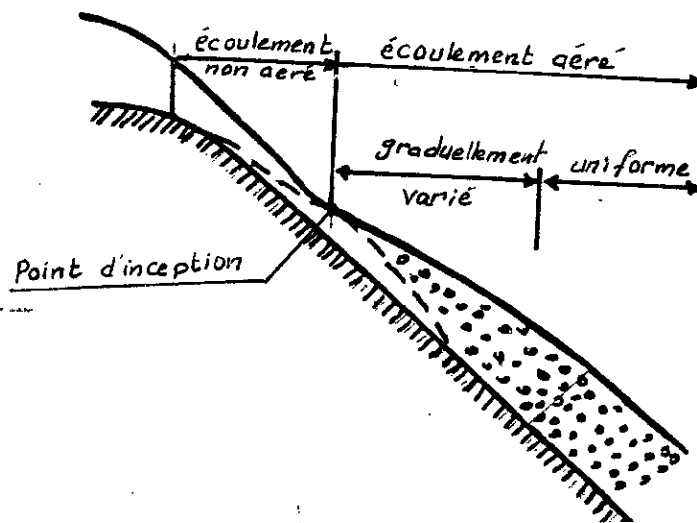


Figure (VII.2 ) : Entraînement d'air au long d'un coursier d'évacuateur de crue.

L'épaisseur de la lame d'eau aérée s'accroît en direction de l'écoulement (zone d'écoulement non uniforme aéré). Si le canal est suffisamment long, l'écoulement du mélange devient uniforme (zone d'écoulement uniforme aéré) [3].

Pour la détermination du point d'inception, plusieurs méthodes ont été développées en utilisant la notion de la couche limite [11], la distance  $X$  a été discutée par plusieurs auteurs à savoir BAUER (1954), COMPHELL et AL (1965), CASSIDY (1966), KELLET et ROSTOGI (1975 - 1977).

Wood (1983) a établi la formule suivante (Figure VII.3):

$$\frac{\delta}{X} = 0.0212 * \left(\frac{X}{H_s}\right)^{0.11} * \left(\frac{X}{k_s}\right)^{-0.1}$$

avec:  $\delta$ : épaisseur de la couche limite (m)

$X$ : distance longitudinale (m)

$k_s$ : rugosité équivalente (m) [3]

$H_s$ : différence de niveau d'eau entre le niveau du réservoir et le point d'inception donnée par:

$$H_s = H - Z - h$$

où

H: La charge sur la crête, elle s'exprime par:

$$H = \frac{3}{2} * (q^2/g)^{1/3}$$

Z: La côte du radier du coursier.

h: hauteur d'eau au niveau du coursier

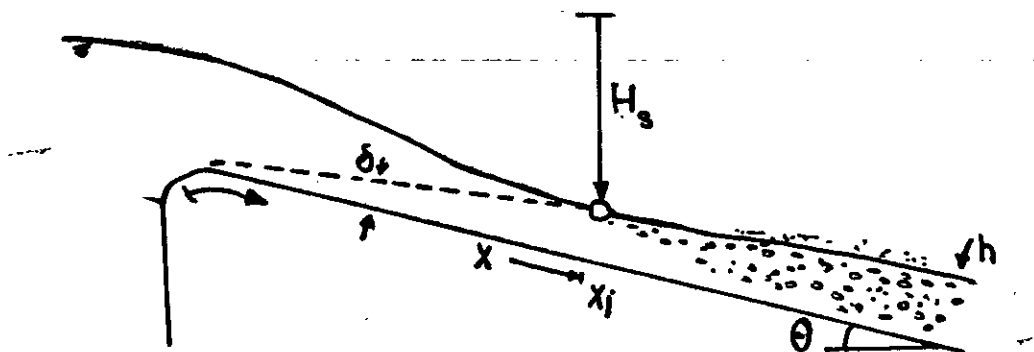


Figure (VII.3): Formation de l'entraînement d'air

L'équation (VII.1) indique que  $\delta$  augmente presque linéairement avec X, et très peu avec  $K_s$ , mais la hauteur  $H_s$  à un effet retardateur. le point de départ  $X = x_i$  survient lorsque la profondeur de l'écoulement h est égale à l'épaisseur de la couche limite  $(h = h_i) = \delta$ .

## 1.2 Aération Naturelle :

Dans le cas des écoulements à surface libre qui sont les plus critiques à l'égard de la cavitation, une aération se produit naturellement par la surface lorsque toute la section est turbulente et que le niveau de turbulence est suffisant pour que la tension superficielle ne puisse plus s'opposer aux échanges entre les phase liquide et gazeuse [3].

Différentes conditions sont associées au début de l'Aération superficielle, en effet différentes études menée par des chercheurs hydrauliciens telles que :

\* Straub et Anderson (1960) ont démontré que l'aération de l'écoulement dépend de l'intensité de la turbulence près de la surface libre.

\* Gangadaraiah (1970) a posé deux conditions pour que l'aération superficielle commence ; une couche limite turbulente doit être entièrement développée et l'énergie cinétique des vortex superficiels doit permettre de surmonter la tension superficielle.

\* Volkart (1982) ; la vitesse des bulles d'air dans l'écoulement turbulent dont la composante vers le bas est supérieure à leur vitesse d'ascension. Le phénomène est favorisé le long du coursier permettant le plein développement de la couche limite

## II DEFINITIONS :

### II.1. Concentration en air :

La Concentration en air est définie comme étant le rapport du volume d'air par le volume du mélange (air-eau):

$$C = \frac{V_a}{V_a + V_e}$$

avec

C : la concentration en air

V<sub>a</sub> : Volume d'air

V<sub>e</sub> : Volume d'eau

### 11.2. Concentration en air moyenne :

La concentration en air moyenne dans une section transversale à l'écoulement est donnée par la relation :

$$C_m = 1 - \frac{d}{y_{90}}$$

Avec

C<sub>m</sub> : Concentration en air moyenne

y<sub>90</sub> : Profondeur où la concentration en air est de 90 %

d : profondeur d'eau pure ; correspondant à la différence de côtes où régnent des concentrations en air respectivement 0 et 90 % appelée "profondeur de référence" définie par :

$$d = \int_{c=90\%}^{c=0\%} (1-c) dy$$

### 11.3 Débit d'eau :

Soit q<sub>eau</sub> le débit d'eau par unité de largeur et V<sub>m</sub>, la vitesse moyenne de l'écoulement dans une section.

Ces deux paramètres sont liés par la relation :

$$V_m = \frac{q_{eau}}{d}$$

Avec

$d$  : profondeur de référence donnée ci-dessus.

En utilisant l'équation (VII.2), on déduit le débit  $q_{eau}$  de la forme:

$$q_{eau} = (1 - C_m) * V_m * y_{90}$$

### III . Conséquences de l'entraînement d'air :

Quand l'aération à lieu, l'écoulement devient, après une zone de transition, aéré graduellement varié et par la suite un écoulement aéré uniforme régné à l'aval du coursier.

Les caractéristiques de chaque écoulement sont déterminées ci-après.

#### III.1 Ecoulement aéré graduellement variée :

En aval du point d'inception, on pourra déterminer les concentrations en air moyennes et les profondeurs de référence en tout point de l'écoulement graduellement varié, en disposant de deux équations essentielles ; l'équation de conservation de la masse, et l'équation de conservation de l'énergie.

\* Equation de conservation de la masse pour l'air :

Elle est exprimée par [18] :

$$\frac{d q_{air}}{dX} = V_e(X) - C_m(X) * U_r * \cos\theta$$

Où :

$q_{air}$  : débit d'air entraîné

$V_e$  : Vitesse d'entraînement d'air, caractérisant l'action de la turbulence.

$C_m$  : Concentration en air moyenne locale.

$\theta$  : Pente du coursier.

$U_r$  : Vitesse limite d'ascension des bulles d'air (0.2 – 41)cm/s.

L'équation (VII.5) indique qu'au moment où l'air commence à s'entraîner, une quantité d'air s'échappe et dont son expression est donnée par le terme :

$$C_m(x) * U_r * \cos\theta$$



Si la pente du coursier se prolonge dans la région d'écoulement uniforme, l'équation (VII.5) devient :

$$\bar{V}_e - C_e * U_r * \theta = 0$$

En retranchant l'équation (VII.6) de (VII.5), on obtient

$$\frac{dq_{air}}{dX} = (V_e(X) - \bar{V}_e) + (C_e - C_m(X)) * U_r * \cos\theta$$

Avec :

$V_e$  : Vitesse d'entraînement d'air dans la région de l'écoulement uniforme.

$C_e$  : Concentration en air moyenne pour l'écoulement uniforme (voir §III.2).

Pour un coursier de pente constante, la variation de vitesse entre le point d'inception et la région de l'écoulement uniforme est relativement faible.

Wood [18] propose de négliger le premier terme, d'où :

$$\frac{dq_{air}}{dx} = (C_e - C_m(x)) * U_r * \cos\theta$$

La forme de cette équation (VII.8) indique que :

pour  $C_m < C_e$  : l'écoulement est aéré

$C_m > C_e$  : l'écoulement est non aéré.

Mais CHANSSON (1988) a montré que la quantité d'air entraînée dans l'écoulement est de la forme :

$$q_{air} = \frac{C_m}{1 - C_m} * q_{eau}$$

Done, l'équation (VII.8) devient :

$$\frac{dC_m}{dX} = \frac{U_r * \cos\theta}{q_{eau}} * (C_e - C_m) * (1 - C_m)^2$$

L'équation (VII.9) permet de calculer la concentration en air moyenne  $C_m$  en fonction de la distance, de la pente du coursier et du débit d'eau.

**\* Equation de conservation de l'énergie :**

L'équation d'énergie pour une ligne de courant à une profondeur  $y$  au-dessus du coursier est donnée par [20] :

$$H(y) = \rho(y) * g(Z + y * \cos\theta) + \int_y^h \rho(h) * g * \cos\theta dh - \rho * y * \frac{[V(y)]^2}{2}$$

En supposant que le champ de pression est quasi hydrostatistique l'équation (VII.10) devient sous la forme :

$$H = Z + d * \cos\theta + \alpha * \frac{d}{2} * F^2$$

Avec :

H : Charge totale

Z : Côte du radier

O : Pente du canal

d : Profondeur de référence, équation (VII.3)

F : Nombre de Froude

: Coefficient de correction de l'énergie cinétique ; c'est le rapport entre l'énergie cinétique réelle et l'énergie cinétique fictive.

Le coefficient  $\alpha$  est exprimé en fonction de la concentration en air et de la profondeur adimensionnelle  $y' = y/y_{90}$

$$\alpha = (1 - C_a)^2 * \frac{\int_{C_a}^{C_{90}} (1 - C) y'^{3/6} dy'}{[\int_{C_a}^{C_{90}} (1 - C) y'^{1/6} dy']^3}$$

Où : Ce est la concentration en air moyenne pour l'écoulement uniforme pour un canal de variations lentes de pente et de largeur, et en combinant

l'équation de conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{dH}{dx} = S_f$$

Où  $S_f$  est la pente de ligne de charge.

l'équation (VII.11) devient :

$$\frac{dd}{dx} = \frac{(\sin\theta (1+d*\frac{d\theta}{dx}) - S_f + \alpha \frac{d}{b} * \frac{db}{dx} \frac{Q^2}{gd^2})}{\cos\theta - \alpha * F^2}$$

Dans le cas d'un coursier à largeur constante, on a :

$$\frac{dd}{dx} = \frac{\sin\theta (1+d*\frac{d\theta}{dx}) - S_f}{\cos\theta - \alpha * F^2}$$

### III.2 Ecoulement aéré uniforme :

Cet écoulement se produit à l'aval du coursier après la zone d'écoulement graduellement varié.

#### III.2. 1 Concentration en air :

Les études faites par Wood [19] en analysant les mesures expérimentales obtenus par Straub et Anderson (1958) pour les écoulements aérés uniformes (Figures VII- 4), montrent que les profils de distribution de la concentration en air sont fonction de la pente du canal, et l'équation définissant "C" s'exprime par la relation :

$$C = \frac{B'}{B' + e^{-(G' * \cos\theta * y'^2)}}$$

Où :

$c$  : concentration en air pour l'écoulement uniforme.

$B'$ ,  $G'$  : Constantes, fonction de la pente (Tableau VII.1).

$O$  : Pente du canal.

$y'$  : Profondeur adimensionnelle :  $y' = y/y_{90}$ .

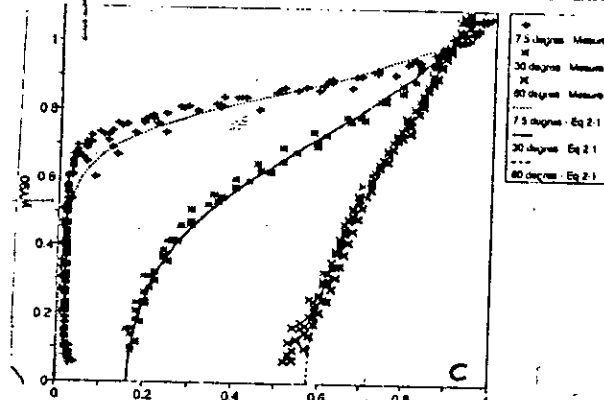


Figure (VII.4) : Profils de concentration en air  
 – Résultats expérimentaux de Straub et Anderson.

Pente ( $\theta$ )°	$G' \cdot \cos \theta$	$B'$
7.5	7.99952	0.00302
15.0	5.74469	0.02880
22.5	4.83428	0.07157
30.0	3.82502	0.19635
37.5	2.67484	0.62026
45.0	2.40096	0.81568
60.0	1.89421	1.35393
75.0	1.57440	1.86418

Tableau (VII.1) : Détermination des constantes en fonction de la pente du canal.

### III.2.2 Concentration en air moyenne :

La concentration en air moyenne pour les écoulements uniformes notée  $C_e$  (concentration d'équilibre) est indépendante du débit et du nombre de Froude, elle dépend uniquement de la pente du canal [20].

La relation entre la concentration d'équilibre  $C_e$  et la pente  $\theta$  déduite par Chansson [21] est donnée par :

$$\text{Pour } \theta < 50^\circ$$

$$C_e = 0.9 * \sin \theta$$

### III.2.3 Profils de vitesses :

CAin et Wood (1984) ont montré que la distribution de vitesses peut être écrite sous forme adimensionnelle :

$$\frac{V}{V_{90}} = \left( \frac{y}{y_{90}} \right)^{1/n}$$

le coefficient  $n$  est déterminé expérimentalement et corrigé par Chanson [21] ;  $n = 6$

D'où :

$$\frac{v}{V_{90}} = \left( \frac{y}{y_{90}} \right)^{1/6}$$

avec ;  $V_{90}$  est la vitesse d'écoulement correspondante à la profondeur  $y_{90}$  définie dans (VII.2) appelée vitesse de référence.

D'après l'équation de conservation de la masse pour l'eau la vitesse d'écoulement est donnée par :

$$V = \frac{q_{eau}}{d}$$

Avec :

$q_{eau}$  : débit d'eau par unité de largeur

$d$  : profondeur de référence définie par l'équation (VII.3)

On déduit la vitesse de référence  $V_{90}$  à partir des équations (VII.16) et (VII.17) [21] :

$$V_{90} = \frac{q_{eau}}{d} * \frac{1}{(y/y_{90})^{1/6}}$$

On pose :  $y' = y/y_{90}$

On obtient :

$$V_{90} = \frac{Q_{\text{eau}}}{y_{90}} * \frac{1}{\int_{c=90\%} (1-C) Y^{1/6} dy'}$$

Où la concentration en air  $C$  est calculée en utilisant l'équation (VII.14)

#### III.2.4. Coefficient de perte de charge :

La présence d'air dans la couche limite turbulente entraîne une réduction des contraintes de cisaillement entre les lignes de courant et donc du coefficient de perte de charge [21].

Considérant un écoulement uniforme, l'équation de conservation de l'énergie s'écrit [ ] :

$$f_e = \frac{8g \cdot \sin\theta \cdot d^2}{Q_{\text{eau}}^2} * \left( \frac{D_h}{4} \right)$$

Où :

$f_e$  : Coefficient de perte de charge pour un écoulement aéré uniforme.

$d$  : Profondeur de référence, équation (VII.3).

$D_h$  : Diamètre hydraulique.

$\theta$  : Pente du canal

Le coefficient de perte de charge diminue quand la concentration en air augmente [21].

Deux définitions sont associées au coefficient de perte de charge à partir

d'une analyse adimensionnelle du rapport  $f_e/f$ , où  $f$  est le coefficient de perte de charge d'un écoulement non aéré.

**\* Définition 1 :**

Les mesures expérimentales faites par Straub et Anderson (1958) indiquent que le rapport  $f_e/f$  est fonction de la concentration en air moyenne ( $C_m$ ), du nombre de Reynolds ( $Re$ ) et de la rugosité ( $\epsilon/D$ ).

$$\frac{f_e}{f} = F(C_m, Re, \frac{\epsilon}{D})$$

L'équation (VII.20) est réécrite comme [16] :

$$\frac{f_e}{f} = 0.307 + 0.1446 \log_{10}(Re) - 1.4 C_m$$

L'équation (VII.21) est valable pour :

$$C_m > 0.25 \text{ et } 2.10^5 < Re < 4.10^7$$

Lorsque le nombre de Reynolds augmente, les contraintes de cisaillement entre les filets de liquide augmentent, ce qui tend le rapport  $f_e/f$  vers l'unité.

La rugosité  $\epsilon/D$  a le même effet sur le coefficient de perte de charge avec ou sans entrainement d'air dans l'intervalle [21] :

$$5.10^{-4} < \frac{\epsilon}{D} < 5.10^{-2}$$

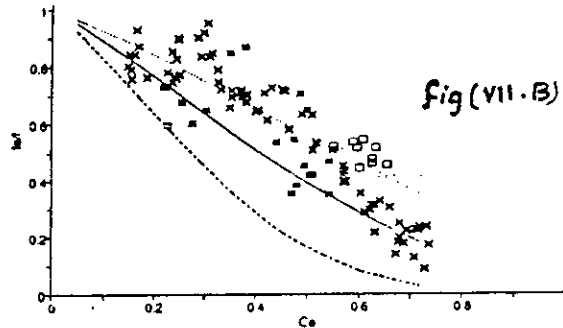
**\* Définition 2 :**

Wood (1983) a établi une relation approximative entre le rapport  $f_e/f$  et la concentration en air moyenne [16] :

$$\frac{f_e}{f} = (1 + 10 C_m^4)^{-1}$$

### III.2.5 Détermination des caractéristiques des écoulements uniformes :

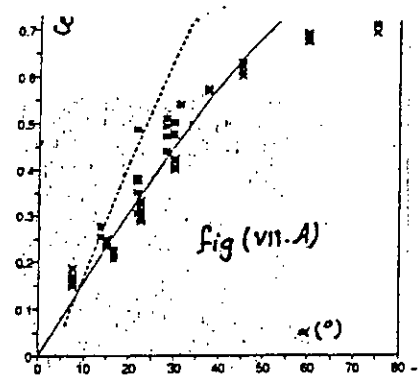
Les caractéristiques d'un écoulement uniforme avec entrainement d'air peuvent être déterminées en utilisant des résultats expérimentaux [21] ; connaissant la pente du coursier  $\theta$ , la figure (VII. 2 ) donne la concentration en air moyenne  $C_e$ , le coefficient de perte de charge  $f$  étant connu, on détermine la valeur de  $f_e$  à partir de la figure (VII. B )



La profondeur de référence  $d$  est déduite de l'équation (VII.19), et pour un canal de grande largeur, on obtient :

$$d = \left( \frac{q^2 * f_e}{8 * g * \sin \theta} \right)^{1/3}$$

On obtient ainsi :



- \* La profondeur caractéristique  $y_{90}$  . . . (équation VII.2)
- \* La vitesse de référence  $v_{90}$  . . . . . (équation VII.19)
- \* Les profils de concentration en air . . . (équation VII.14)
- et de vitesses . . . . . (équation VII.16).

### IV -AERATEURS D'EVACUATEURS DE CRUES :

Dés études ont montré que les dangers d'érosions par cavitation apparaissent pour des vitesses supérieures à 15 m/s . Peterka (1953) et Russell et Sheehan (1974) étudièrent l'influence de l'ai sur l'érosion par cavitation de plusieurs spécimens de betons, et leur résultats sont reportés sur les figures (VII.5 ) et (VII.6)



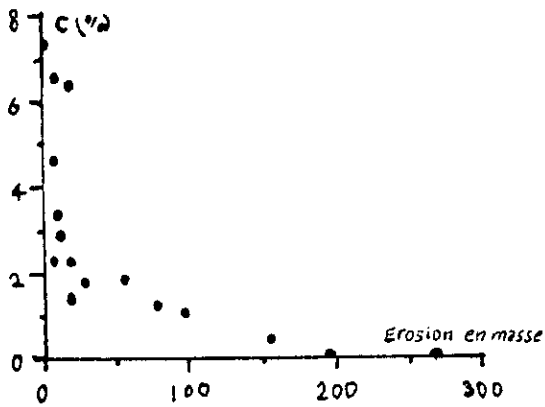


Figure (VII.5) relation entre l'érosion par cavitation et la concentration en air  $V = 30$  m/s

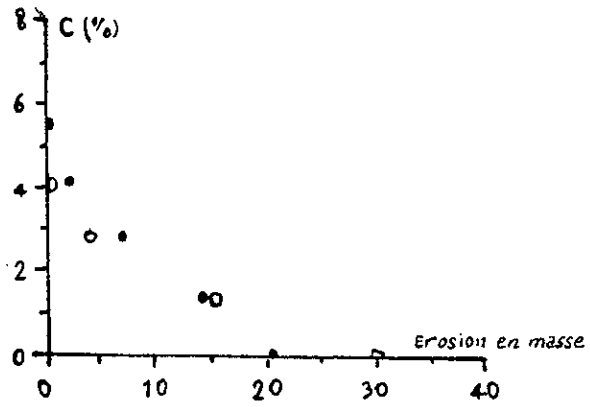


Figure (VII.6)  
Russell et Sheehan (1974)

Les figures ci-dessus indiquent que l'érosion par cavitation est fortement réduite si la concentration en air près de la surface du coursier est supérieure à 1-2%, et l'érosion est supprimée pour des concentrations en air supérieures à 6-8 %, ce qui correspond à une concentration en air moyenne  $C_m$  de 30 %.

Si l'entraînement d'air naturel à la surface libre de l'écoulement est insuffisant, une quantité additionnelle d'air doit être introduite artificiellement, ceci est réalisé à l'aide de dispositifs de ventilation par le fond ou par les côtés; appelés aérateurs.

A partir d'études sur modèles et sur ouvrages réels, Visher (1982) et Volkart (1983) ont proposé trois types de dispositifs d'entraînement d'air [16] : le déflecteur, le décrochement et la rainure. Figure (VII.7)

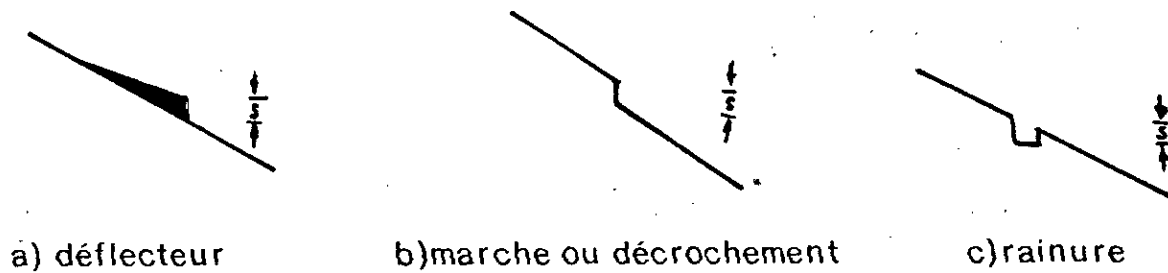


Figure (VII.7) schéma d'aérateur de fond

Les déflecteurs sont caractérisés par un changement local de la pente dans un canal, produisant ainsi une discontinuité de hauteur  $s$ . Les marches, par contre, provoquent un changement brusque de l'élevation du radier. Les rainures ne sont pas recommandées étant donnée qu'elles sont sujettes à submersion; ce qui entraîne une rupture de l'entraînement d'air.

Une combinaison des trois types d'aérateurs est possible, mais il est recommandé de combiner le déflecteur et la marche, ce qui offre le dispositif optimal de l'entraînement d'air.

#### IV.1 Principe de fonctionnement :

la figure (VII.8a) représente l'écoulement provoqué par un aérateur, dont on distingue quatre zones :

- \* Une zone d'approche qui caractérise les conditions initiales de l'écoulement au-dessus de l'aérateur et la surface de l'écoulement peut être partiellement aérée.
- \* Une zone de transition qui coïncide avec la longueur du déflecteur.
- \* Zone d'aération, dont l'air est entraîné principalement par diffusion turbulente au long des interfaces air-eau inférieure et supérieure
- \* Zone d'écoulement aéré au fond, à partir du point d'impact caractérisé par la présence des rouleaux.

Le profil de pression présenté dans la figure (VII.8b) indique que les maximums de pressions se trouvent au fond de l'extrémité avale du déflecteur et au point d'impact de la ligne de courant inférieure.

Sur le profil des concentrations moyennes d'air au fond  $C_f$ , on remarque que  $C_f$  est nulle à l'amont de l'aérateur, s'élève jusqu'à  $C_f = 1$  à l'aval de ce dernier, tombe presque à zéro à l'amont de la zone d'impact du jet pour remonter vers un deuxième maximum [ ]

#### IV.2 Mécanismes d'entraînement d'air :

Les principaux mécanismes d'entraînement d'air, dans la zone d'aération, sont ; l'entraînement d'air par diffusion turbulente au long des interfaces inférieure et supérieure du jet libre, l'entraînement d'air par jet plongeant, et une recirculation d'air dans la cavité ventilée.

a)– entraînement d'air à l'interface supérieure :

Quand le jet libre quitte le déflecteur, l'écoulement, initialement soumis à un gradient de pression quasi hydrostatique, devient sujet à un gradient de pression négatif Figure (VII.9)

$$\frac{dp}{dz} = -\frac{Dp}{d} \cos\theta$$

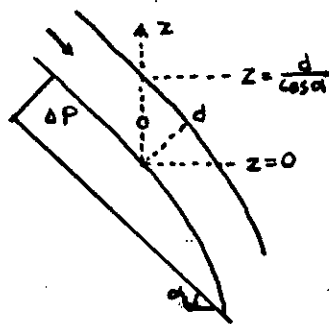


Fig (VII.9) : Bulle d'air soumise à un gradient de pression

Le mouvement d'une bulle d'air, soumise à ce gradient de pression devient une chute libre [20].

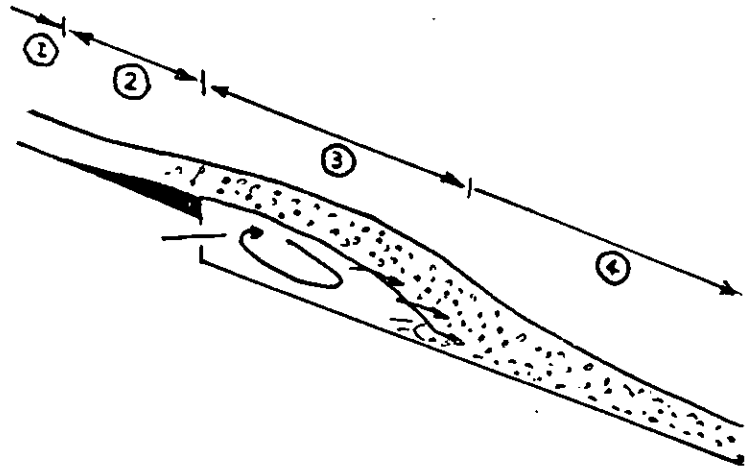


FIGURE (VII.8A) :  
Principe de fonctionnement des  
aérateurs.

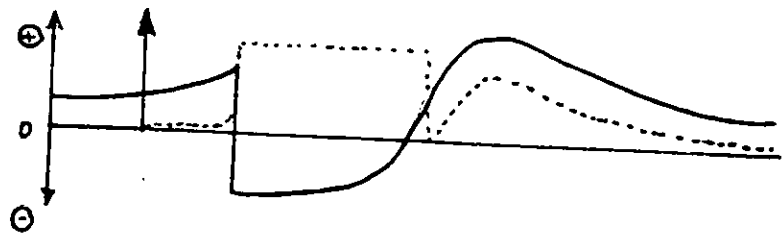


Figure (VII.8B) :  
Profil de pression.

b) Entrainement d'air à l'interface intérieur :

A l'interface inférieure du jet, la réduction brutale des contraintes de cisaillement est un phénomène dominant. Le changement rapide du gradient de pression et l'effet de la recirculation d'air dans la cavité sont des paramètres encore mal définis.

c) Entrainement d'air par jet plongeant :

Quand le jet libre rejoint à nouveau la surface de l'évacuateur de crue, des poches et bulles d'air sont emprisonnées à l'intersection du jet libre avec les rouleaux, et sont entraînées en aval.

Les études de CASTELEYN et COL (1977) ont montré que la quantité d'air entraînée par un jet libre heurtant une surface libre, s'exprime sous la forme :

$$Q_{\text{air}} = K (V - V_c)^n$$

Où  $V$  est la vitesse du jet libre,  $K$  une constante et  $V_c$  la vitesse critique à la quelle l'entraînement d'air commence ( $V_c \sim 0.8 \text{ m/s}$ )

d) Recirculation d'air :

L'analyse des mesures des concentration en air (Low 1986, Chansson 1988) montre l'existence d'une recirculation d'air dans la cavité, l'orsque le système d'alimentation en air de l'aérateur est obturé ( $Q_{\text{air}} = 0$ ) Cette recirculation d'air s'effectue par un processus de dé-aération des rouleaux à travers leur surface libre [20]. Figure (VII.10)

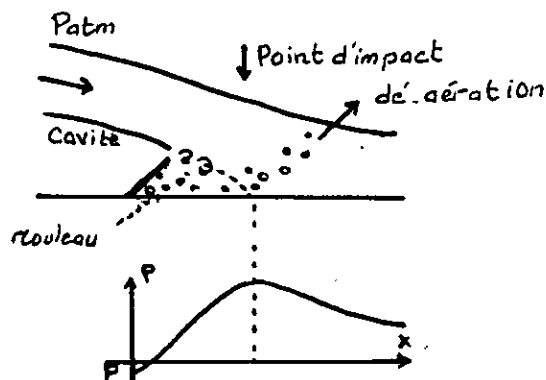


Figure (VII.10) : point d'impact du jet libre.

### IV.3 Caractéristiques de l'entraînement d'Air :

Les caractéristiques de l'entraînement d'air d'un aérateur de fond peuvent être exprimées par le taux d'entraînement d'air :

$$\beta = \frac{Q_a}{Q_e}$$

Avec :

$Q_a$  : débit d'air

$Q_e$  : débit d'eau

FALVEY et ERVINE (1988) proposent de négliger les effets de la viscosité, de la tension superficielle et de la turbulence, d'où :

$$\beta = \phi \left( F, E, \theta, \alpha, \frac{t_r}{h}, \frac{t_s}{h} \right)$$

Avec :  $t_r$ ,  $t_s$ ,  $h$ ,  $\theta$  sont des paramètres représentés dans la figure (VII.11).

$$F = \frac{v}{\sqrt{gh}}$$

est le nombre de Froude à l'approche

$$E = \frac{v^2}{(\Delta p / \rho)}$$

est le nombre d'Euler dans la cavité.

et  $\Delta p$  correspond à la différence de pression entre l'atmosphère et la cavité

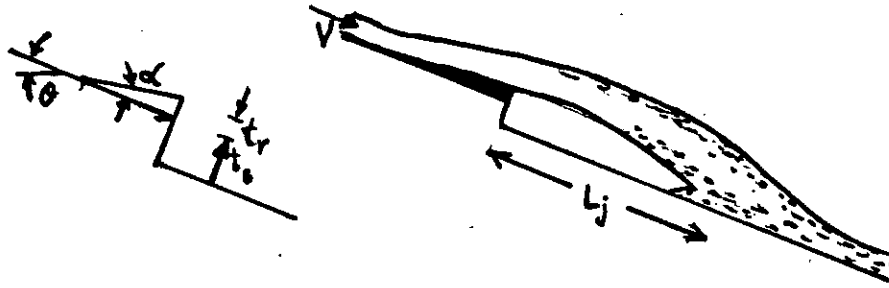


Figure (VII.11) : Schématisation d'un aérateur de coursier.

L'effet de la sous pressions de la cavité peut être représenté, d'après Rutschmann et Hager (1990), comme suit :

$$\frac{\beta}{\beta_{\max}} = \left[ \frac{2}{\Pi} \arctg(3 \cdot 10^{-3} \Delta E) \right]^{0.7}$$

Où  $\beta_{\max} = \beta(dp = 0)$  est le coefficient maximal d'entraînement d'air pour une pression de nappe nulle.

et  $\Delta E = E - E_{\min}$  : différence du nombre d'Euler.

Avec  $E_{\min} = E(\beta = 0)$  : correspond à la pression relative de la cavité pour laquelle l'entraînement d'air disparaît.

$E_{\min}$  peut être ajusté par les données [21].

$$10^{-3} E_{\min} = \frac{1}{2.3} (\operatorname{tg} \alpha)^{1.15} \operatorname{EXP}[1.15 (\operatorname{tg} \theta)^2] + \frac{1}{3} T_s^2$$

Où  $T_s = t_s/h$

Pour une géométrie donnée d'aérateur, on peut calculer  $E_{\min}$  et l'effet de la sous pression  $Dp$  de la cavité dépend exclusivement de  $\beta_{\max}$ .

À partir des études de Pinto (1982) et des résultats expérimentaux obtenus par

Rutschmann (1988), le coefficient maximal d'entraînement d'air  $\beta_{\max}$  peut

$$\lambda_j = \frac{L_j}{h}$$

sous la forme :  $\beta_{\max} = 0.03 (\lambda_j - 5)$  pour  $F > 6$

$$\lambda_j = L_j / h$$

#### IV.4 Conception des aérateurs :

La conception et l'emplacement des aérateurs de coursier dépendent essentiellement des caractéristiques particulières du site : topographie, géologie et méthode de construction. Selon Rutschmann (1988), on doit tenir compte des points suivants :

- \* Les points de changement de pente peuvent être considérés comme des emplacements possibles pour les aérateurs de fond. On peut aussi placer les aérateurs aux courbes dans le plan vertical, le centre de courbe & tant éloigné de l'eau.
- \* A partir d'une courbe de remous de l'écoulement d'eau pure le long de tout le coursier, le coefficient de cavitation :

$$\sigma = \frac{p / (eg) - P_v / (eg)}{v^2 / (2g)}$$

Peut être calculé, avec :

$P/eg$  : est la charge piézométrique sur le radier du coursier.

$P_v/eg = -10$  m est la pression de vapeur.

On peut ainsi tracer une courbe  $\sigma(x)$  du coefficient de cavitation et le comparer au coefficient de débit de cavitation  $\sigma_i$ . Pour  $\sigma < \sigma_i$ , la cavitation se produit et une aération au fond est nécessaire pour empêcher les dégâts par cavitation.



\* Selon Falvey (1983), on peut adopter  $\sigma_1 = 0.20$  pour les ouvrages en béton classique, ce qui correspond à une vitesse limite de 30 à 40 m/s environ.

L'espacement des aérateurs dépend fortement de la vitesse moyenne de l'écoulement ; la distance entre deux aérateurs est normalement comprise entre 30 et 100 m [16].

Jusqu'à présent, les valeurs de ces distances ne peuvent être déterminées qu'a l'aide de modèles réduits.

## B/ Application

La détermination des conditions d'aération au niveau du coursier, nécessite le calcul des concentration en air moyennes ; qui n'est valable qu'a l'aval du point d'inception (Voir § A).

Ceci met en cause l'évolution de la couche limité ainsi que le niveau d'eau en fonction de la longueur du coursier  
Ainsi, un programme de calcul est établi dont l'organigramme est donné ci-apés.

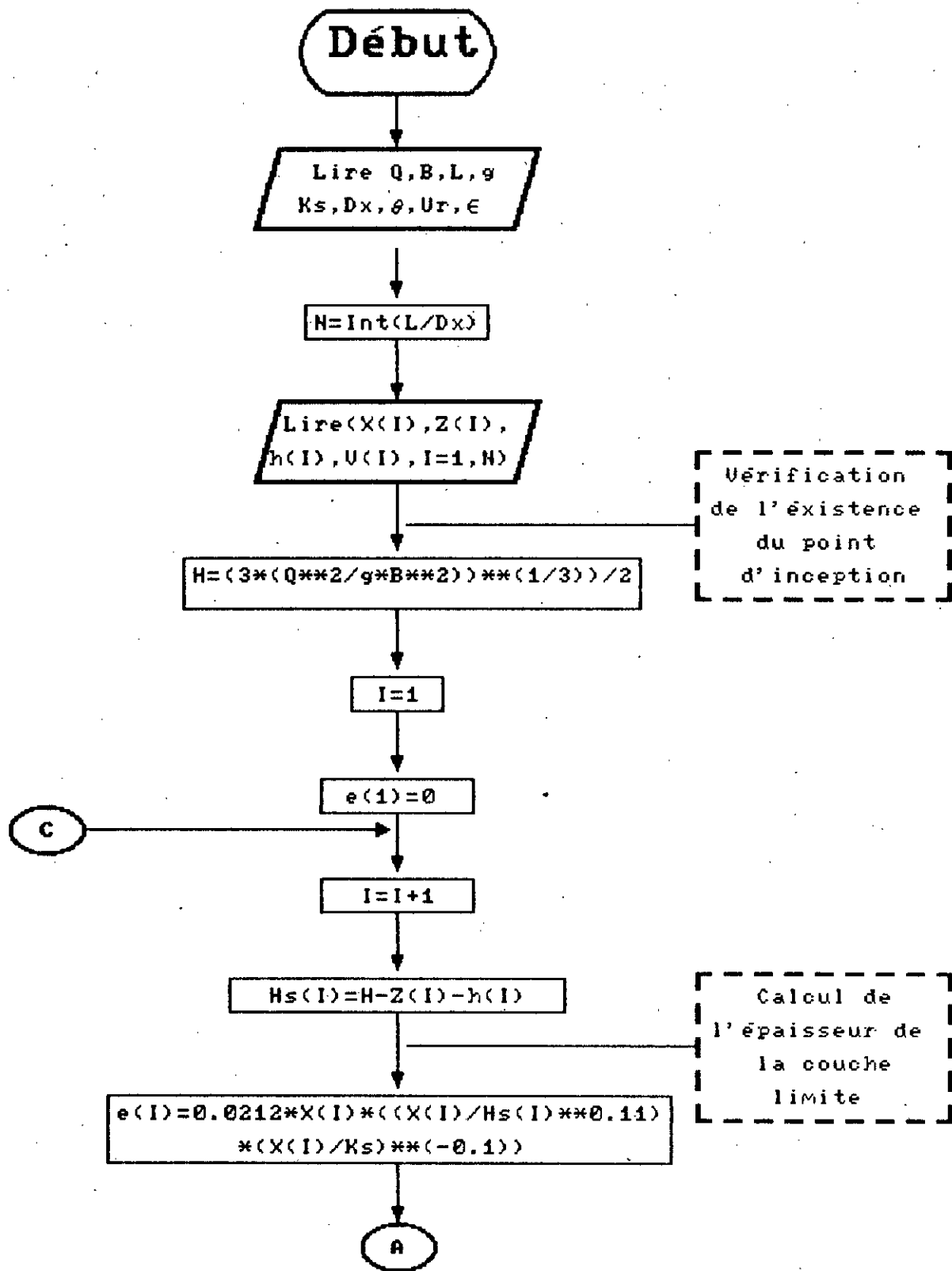
L'exécution du programme au niveau du coursier retenu permet de déduire les conclusions suivantes :

\* Le coursier de l'évacuateur prédimensionné n'est pas naturellement aéré, car le point d'inception n'apparait pas figure (VII.12) présente la variation des hauteurs d'eau et l'évaluation de la couche limité en fonction de la longueur du coursier

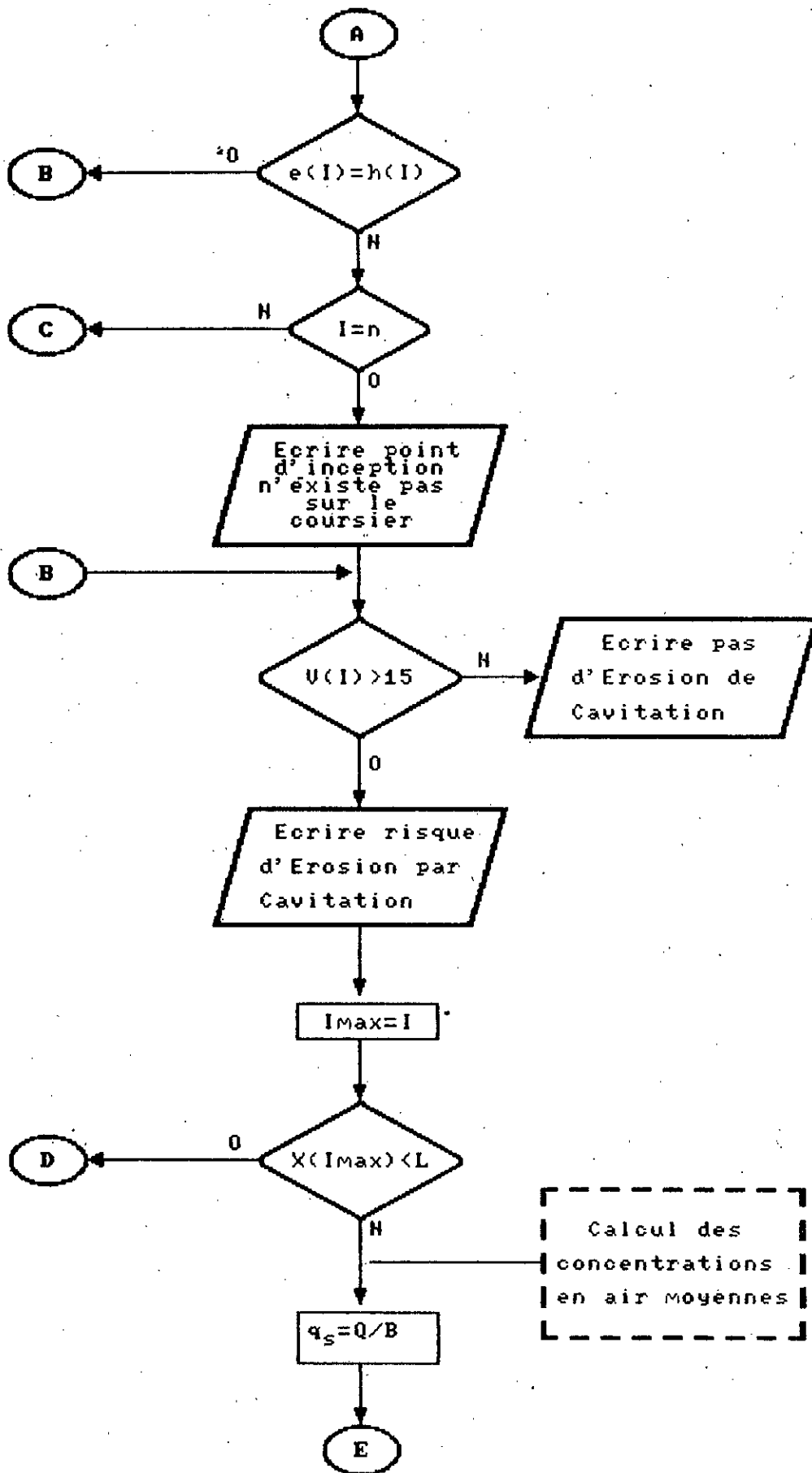
\* Les vitesses au niveau du coursier sont importantes (supérieurs à 15 m/s) à partir une longueur 50 m (tableau V.4).

\* Le risque d'érosion par cavitation est donc présent au de la de 50 m sur le coursier ; où l'emplacement des aérateurs est conseillé.

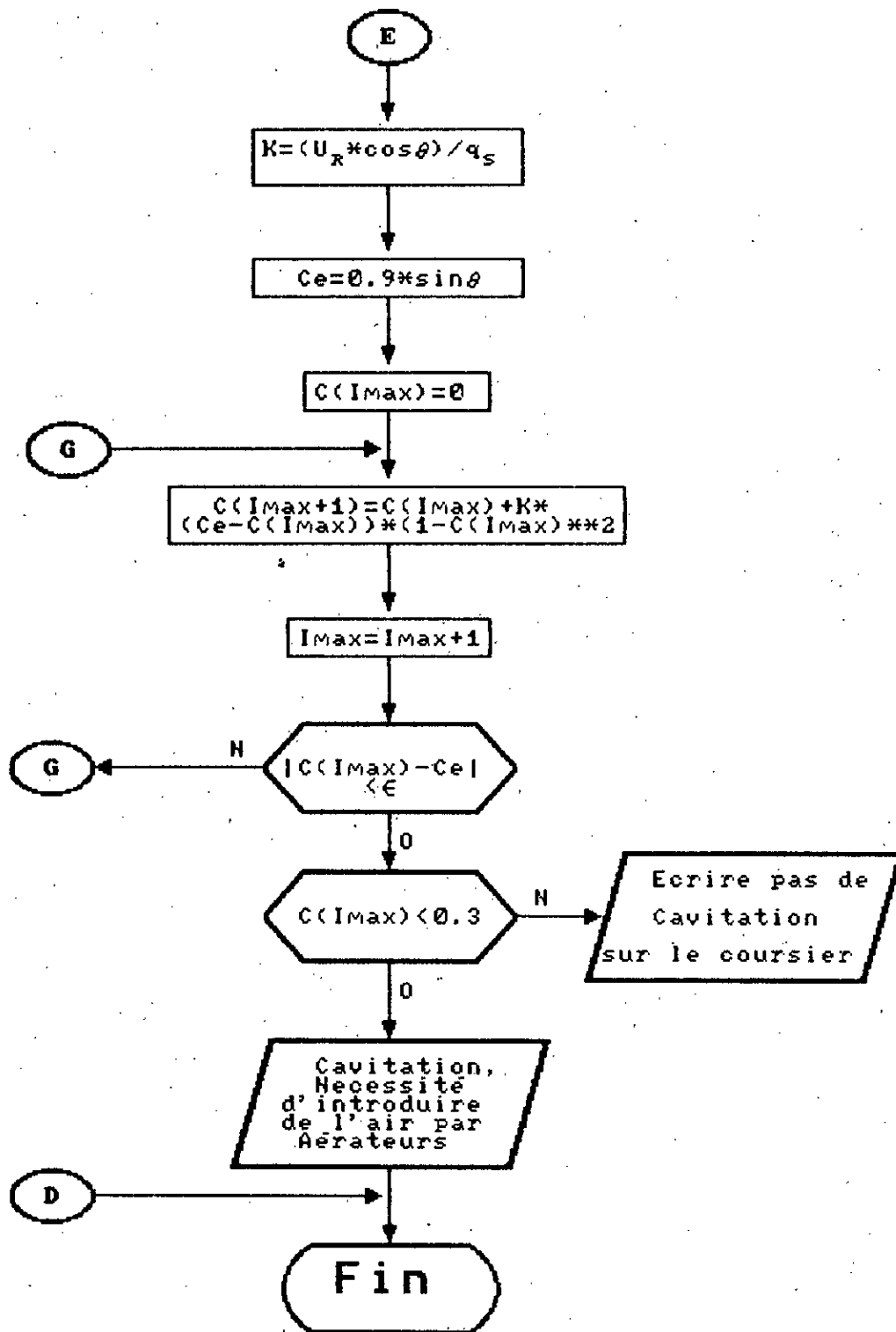
\* Dans le cas où le point d'inception apparait au niveau du coursier, le profil des concentration en air dans la zone d'écoulement aéré graduellement varié à l'aval du point d'inception est représenté par la figure ( VII.13 ).



Organigramme de calcul



Organigramme de calcul



Organigramme de Calcul

**\* NOTATIONS :**

<b>Q</b>	<b>[m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>: Débit laminaire</b>
<b>B</b>	<b>[m]</b>	<b>: Largeur du coursier</b>
<b>L</b>	<b>[m]</b>	<b>: Longueur du coursier</b>
<b>K<sub>s</sub></b>	<b>[m]</b>	<b>: Rugosité</b>
<b>g</b>	<b>[m/s<sup>2</sup>]</b>	<b>: Accélération de la pesanteur</b>
<b>Δx</b>	<b>[m]</b>	<b>: pas de distance</b>
<b>θ</b>	<b>[rad]</b>	<b>: Pente du coursier</b>
<b>U<sub>R</sub></b>	<b>[m/s]</b>	<b>: Vitesse limite d'assension des bulles, d'air</b>
<b>ε</b>	<b>[-]</b>	<b>: Précision</b>
<b>N</b>	<b>[-]</b>	<b>: Nombre de tronçons</b>
<b>X(i)</b>	<b>[m]</b>	<b>: Distance cumulée des tronçons</b>
<b>Z(i)</b>	<b>[m]</b>	<b>: Cotes du radier</b>
<b>h(i)</b>	<b>[m]</b>	<b>: Hauteurs d'eau (remous)</b>
<b>U(i)</b>	<b>[m/s]</b>	<b>: Vitesses d'écoulement</b>
<b>e(i)</b>	<b>[m]</b>	<b>: Epaisseurs de la couche limite</b>
<b>C<sub>e</sub></b>	<b>[-]</b>	<b>: Concentration d'équilibre</b>
<b>C(i<sub>max</sub>)</b>	<b>[-]</b>	<b>: Concentrations en air moyennes en aval du point d'inception (zone d'écoulement graduellement varié).</b>

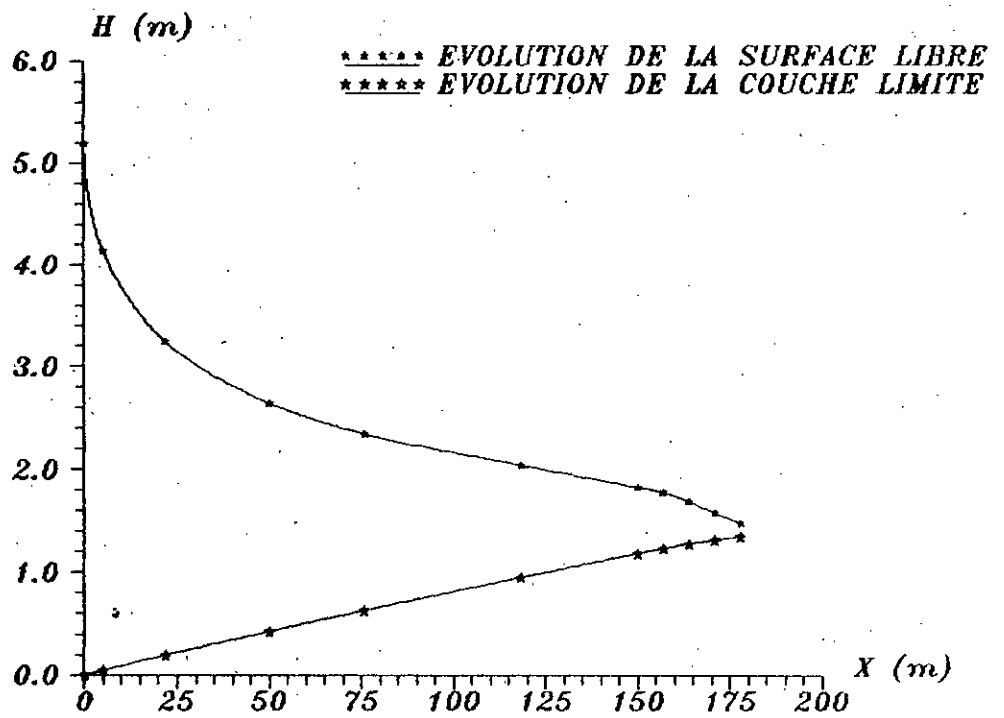


FIGURE (VII. 12): DETERMINATION DU POINT D'INCEPTION

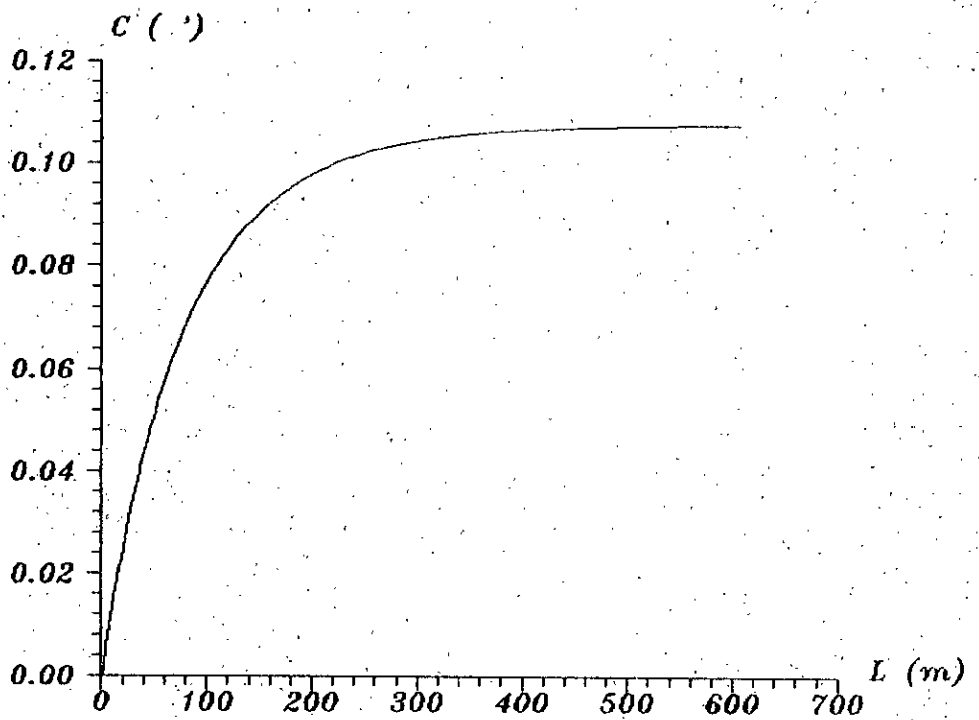


FIGURE (VII-13) : EVOLUTION DE LA CONCENTRATION  
EN AIR LE LONG DU CANAL



CONCLUSION GENERALE

## CONCLUSION GENERALE

L'étude élaborée dans cette thèse concerne l'ouvrage évacuateur du barrage de Ain-Youcef actuellement en étude qui fait l'objet de révision pour le choix de la forme du déversoir. Dans ce contexte on a établi une étude comparative entre trois variantes ; Bec de canard, Trapezoidal et Frontal courbé tout en critiquent la forme labyrinthe ( Chapitre1 ).

Le calcul technico-économique a confirmé le choix du déversoir frontal courbé, dont la forme s'avère dans la possibilité de limiter les problèmes rencontrés au niveau du dit déversoir.

Le calcul numérique de l'aération indique que le coursier de la variante choisie est non aéré, on a donc proposé de placer un aérateur à 100 m du seuil. La conception de celui-ci nécessite des études sur modèles réduits à l'échelle 1/8 qui ont montré une bonne concordance entre essais in situ et essais de laboratoire.

On souhaitera que des études sur modèles réduits seront effectuées afin de confirmer le choix finale de l'évacuateur de crue ainsi que la performance et l'efficacité des aérateurs.

Réaliser un bon travail, tel était notre objectif, en savoir plus sur l'hydraulique tel était notre but, y avoir réussi tel est notre espérance.

## R E F E R E N C E S

- [1] Laboratoire des Etudes Maritimes  
"Etude en modèle réduit de l'évacuateur de crue du barrage  
de Ain-Youcef  
.....1993
- [2] G. LOMBARDI - Bureau d'études  
"Avant projet détaillé du barrage de Ain-Youcef"  
.....Suisse 1989
- [3] O. SINNIGER - W.H. Haggar  
"Constructions hydrauliques-Ecoulements stationnaires"  
.....Edition lausanne 1989
- [4] Commision Internationale des grands Barrages  
"Evacuateurs de crue de barrages"  
.....Paris 1987
- [5] G. LOMBARDI :  
"Avant projet détaillé du barrage de Ain-Youcef sur l'Oued Sikkak -  
Mémoire de synthèse"  
.....Suisse 1993
- [6] P.DUBREUIL  
"Initiation à l'analyse hydrologique"  
.....Edition Masson 1974
- [7] B.BOBEE - F.Ashkar  
"Hydrology of Frequency Analysis"  
.....Edition  
1991
- [8] Anguel-BENDAHDANE  
"Etude des pluies extrême"  
.....P.F.E.....ENP 1992
- [9] AGGAD - BOUKHAROUBA  
"Etude hydrologique et de régularisation du barrage de Ain-Youcef"  
.....P.F.E.. USTHB 1991
- [10]  
"Calcul des barrages en aménagement rural"
- [11] R. KAHAWITA  
"Cours-les écoulement à surface libre"  
.....Montréal 1986
- [12] CHOW  
"Open channel hydraulics"  
.....Edition MC GRAW HILL 1985
- [13] W.R.T.P  
"Design of small dams  
.....Edition 1987
- [14] J. MICHEL  
"Cavitation cours de D.E.A"  
.....INP-GRENOBLE1984

- [14] HUG  
 "Mécanique des fluides appliquée"  
 .....Edition
- [16] CIGB  
 "Evacuateurs-Ondes de choc et entraînements d'air-synthèse et  
 recommandations"  
 .....Paris 1992
- [17] M.Carlier  
 "Hydraulique générale et appliquée"  
 .....Edition Eyrolles 1980
- [18] I.R.Wood  
 "Keynote adresse air water flows"  
 .....IAHR-Australia 1985
- [19] I.R. WOOD  
 "Uniforme région of self-aerate flow"  
 .....J.H.Eng 1983
- [20] H. Chansson  
 "Etude des phénomènes d'entraînement d'ai.Application aux  
 évacuateurs de crues"  
 .....La houille blanche 1989
- [21] H.Chansson  
 "Entraînement d'air dans les écoulements à surface libre :  
 Application aux évacuateurs de crues de barrage"  
 .....La houille blanche 1992

ANNEXES



Photo 1 : Variante initiale

Ecoulement au déversoir. Débit  $900 \text{ m}^3/\text{s}$

*ref L'19 E*

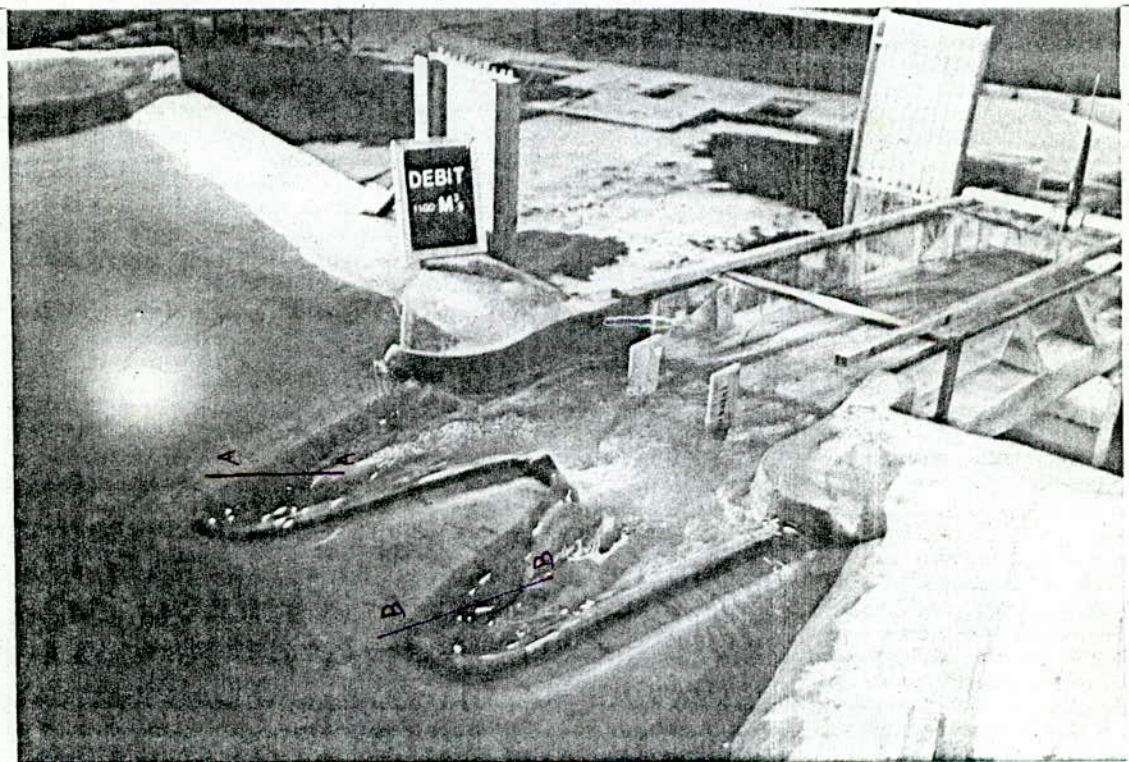
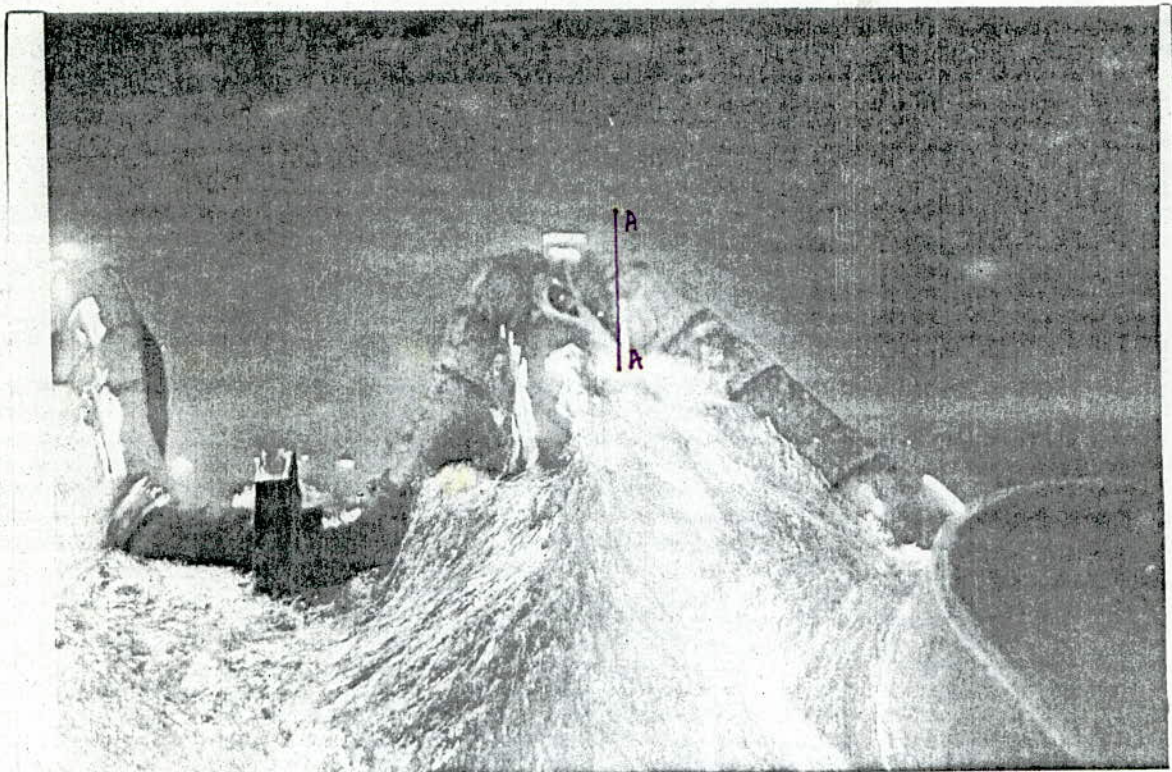


Photo 2 : Variante initiale

Ecoulement au déversoir. Débit  $1100 \text{ m}^3/\text{s}$

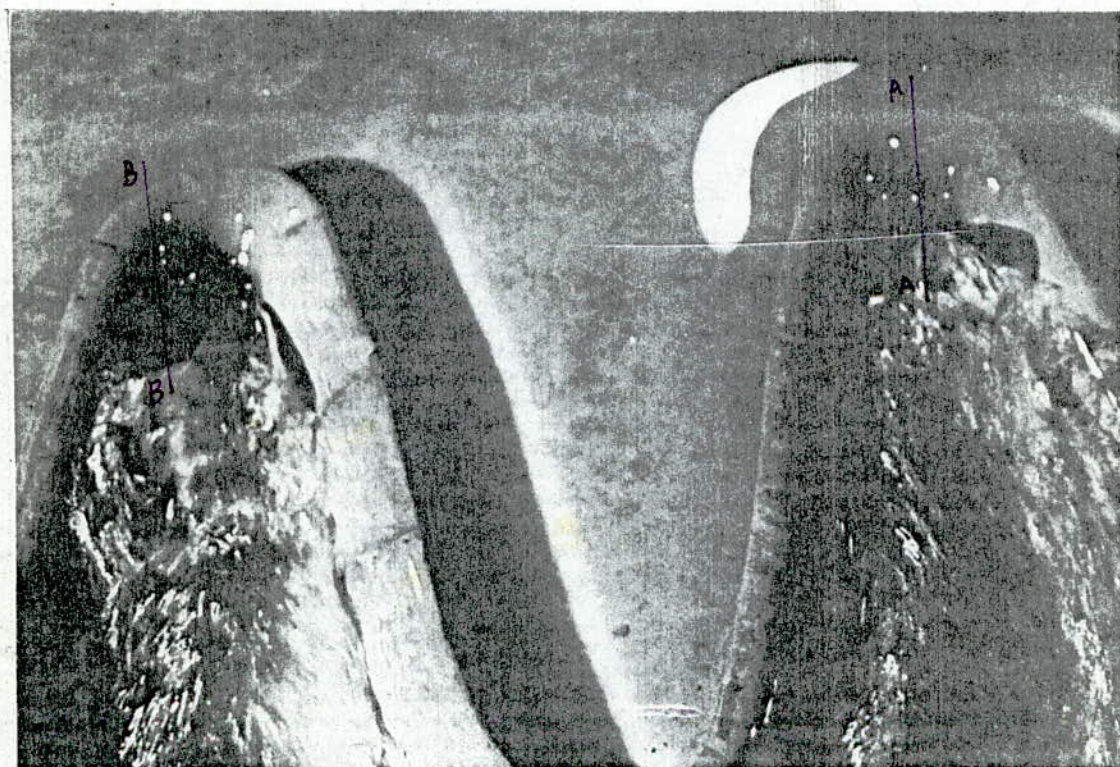
*ref L'10 M*





**Photo 3 : Variante 1**

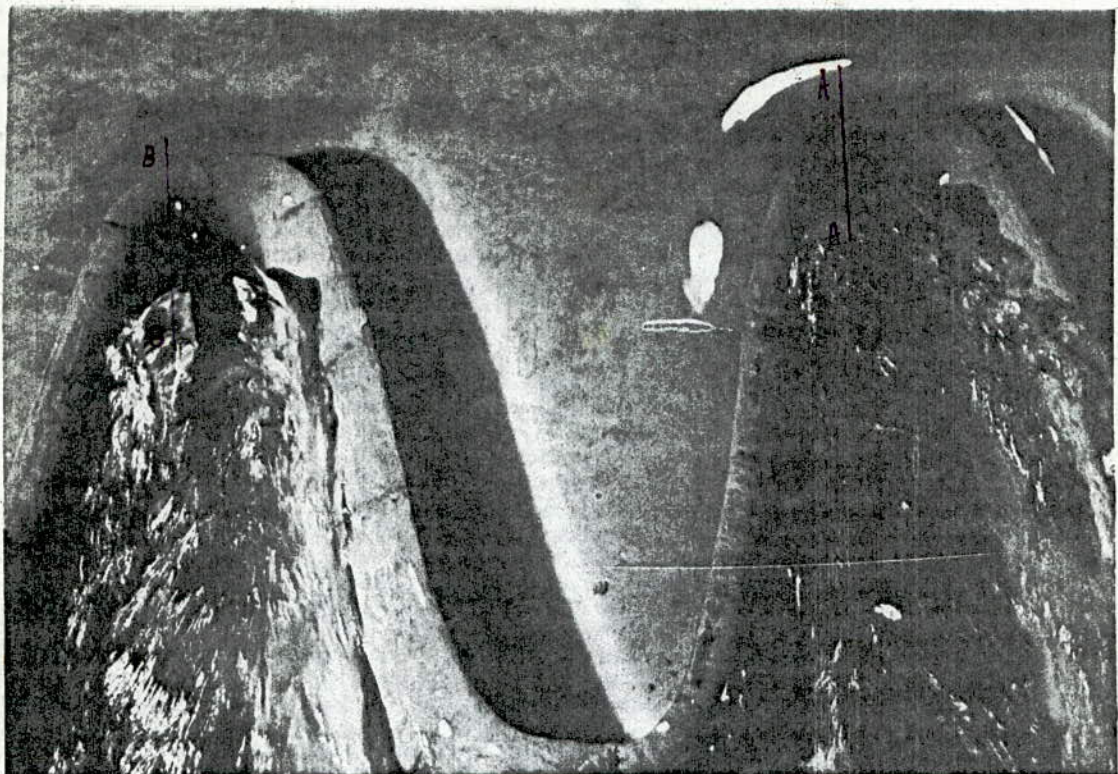
**Ecoulement au déversoir. Débit  $900 \text{ m}^3/\text{s}$**



**Photo 4 : Variante 6**

**Ecoulement au déversoir. Débit  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$**





**Photo 5 : Variante 6**

**Écoulement au déversoir. Débit  $1200 \text{ m}^3/\text{s}$**



**Photo 6 : Variante initiale**

**Écoulement au déversoir. Débit  $1480 \text{ m}^3/\text{s}$**



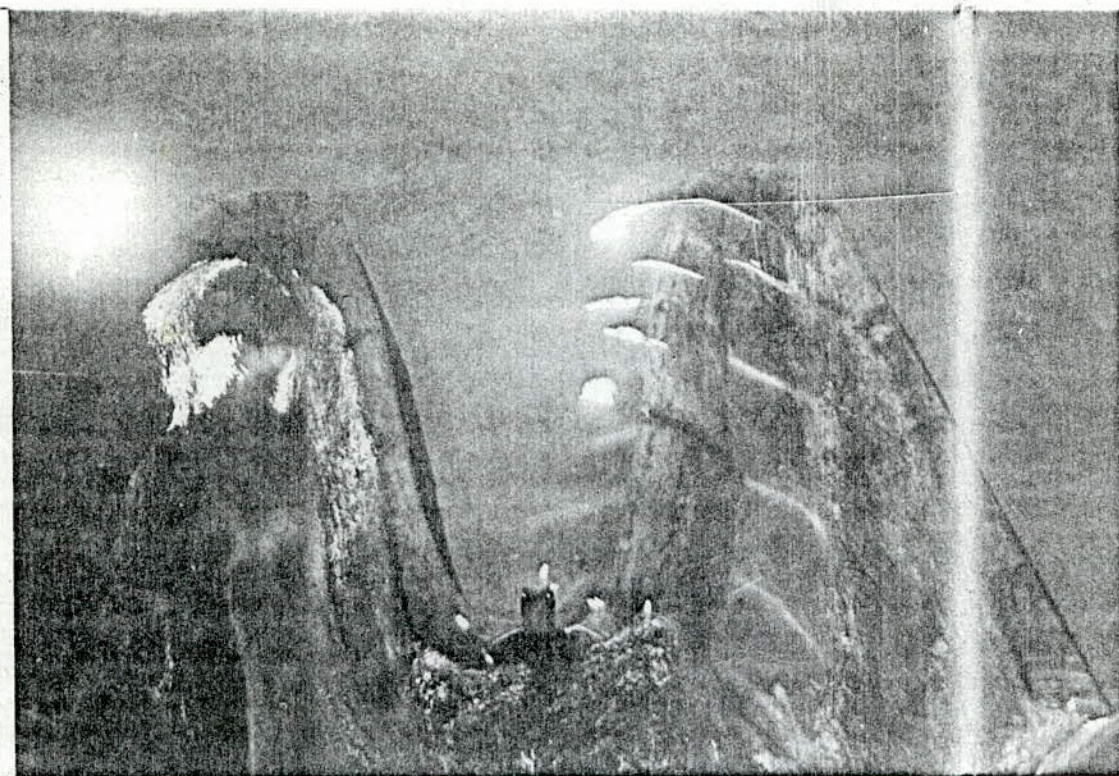


Photo 7 : Variante 2

Écoulement au déversoir. Débit  $1480 \text{ m}^3/\text{s}$

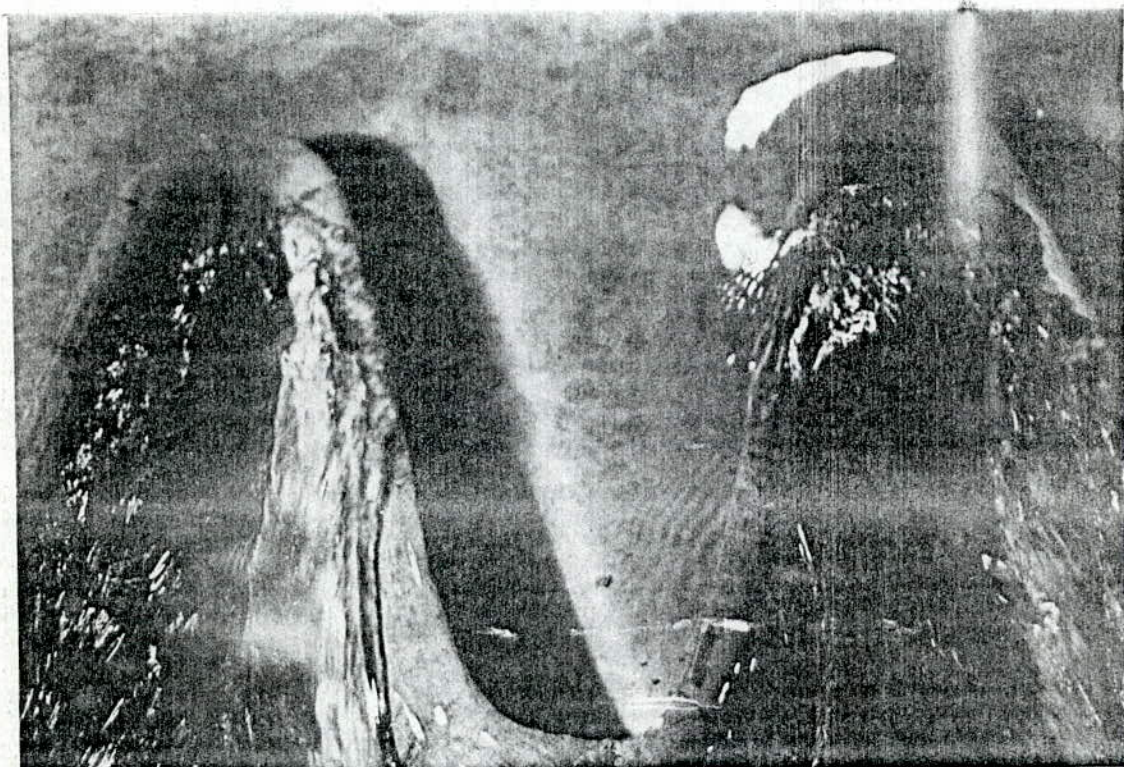
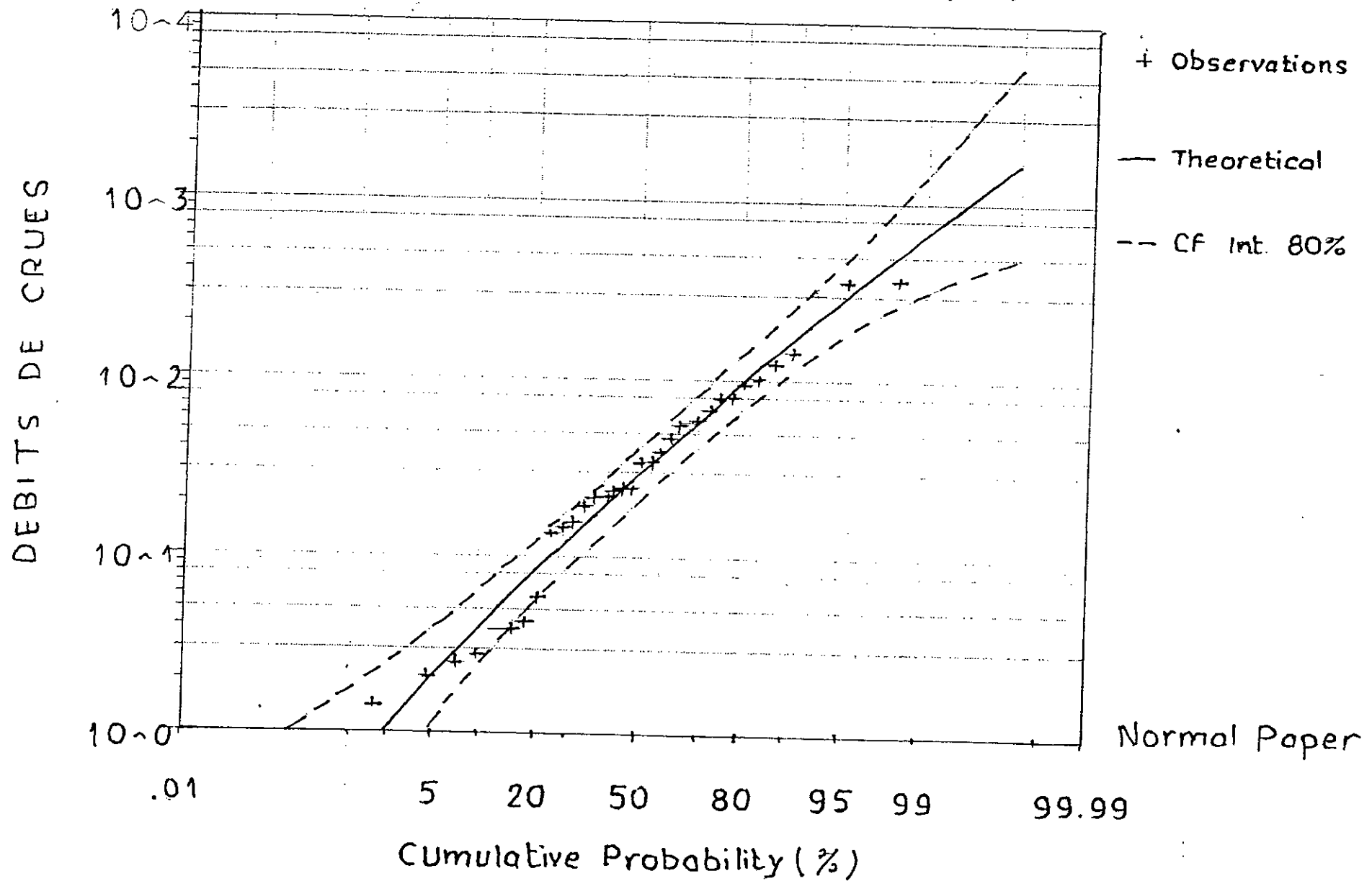


Photo 8 : Variante 6

Écoulement au déversoir. Débit  $1480 \text{ m}^3/\text{s}$

Figure (11.4): Ajustement  
Log-Pearson 3, Indirect Method of Moments CS1 (WRC)



Analisis data à une loi de Gumbel

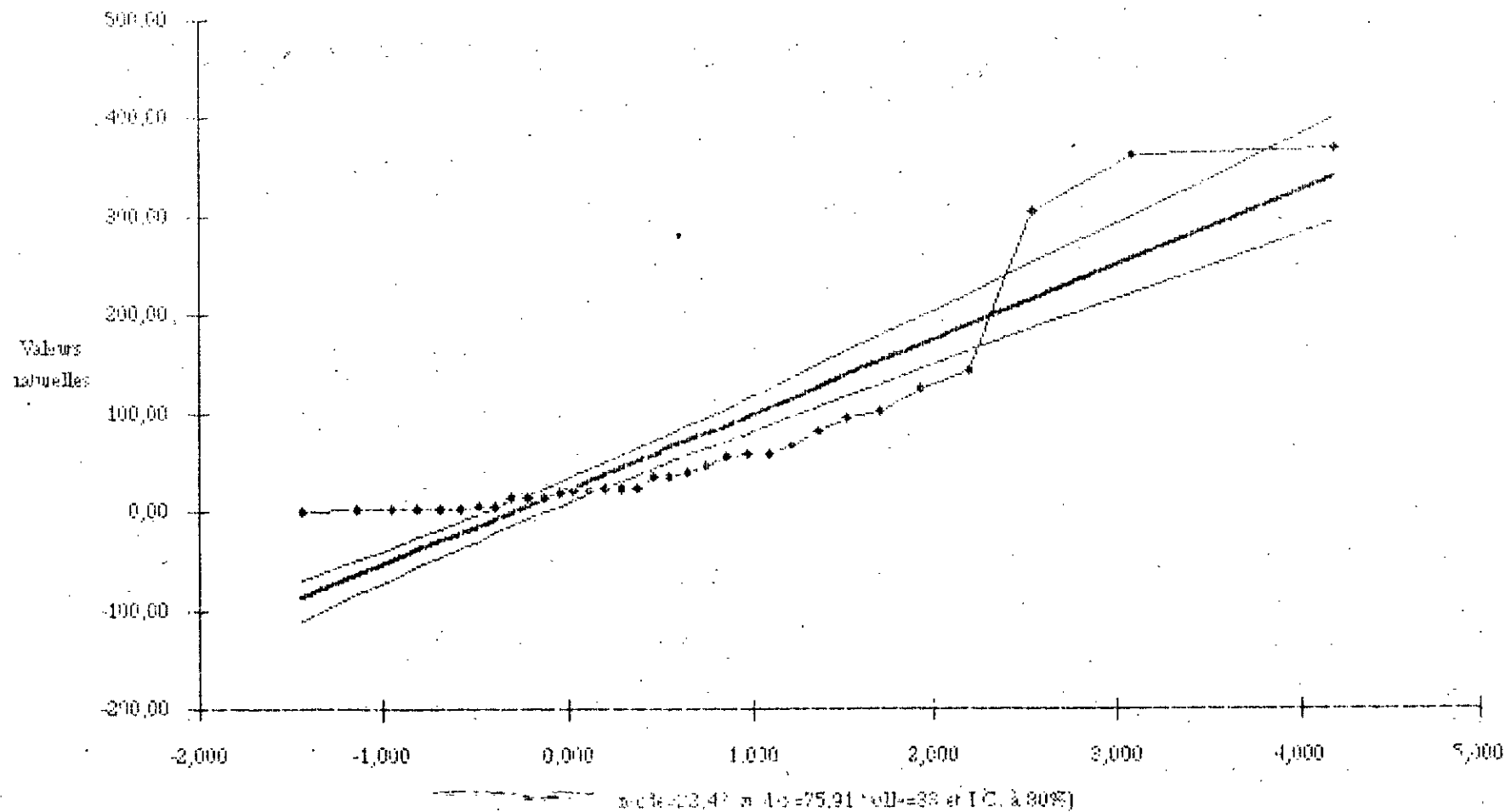


FIGURE (II. 5)

Ajustement à une loi Log-normale

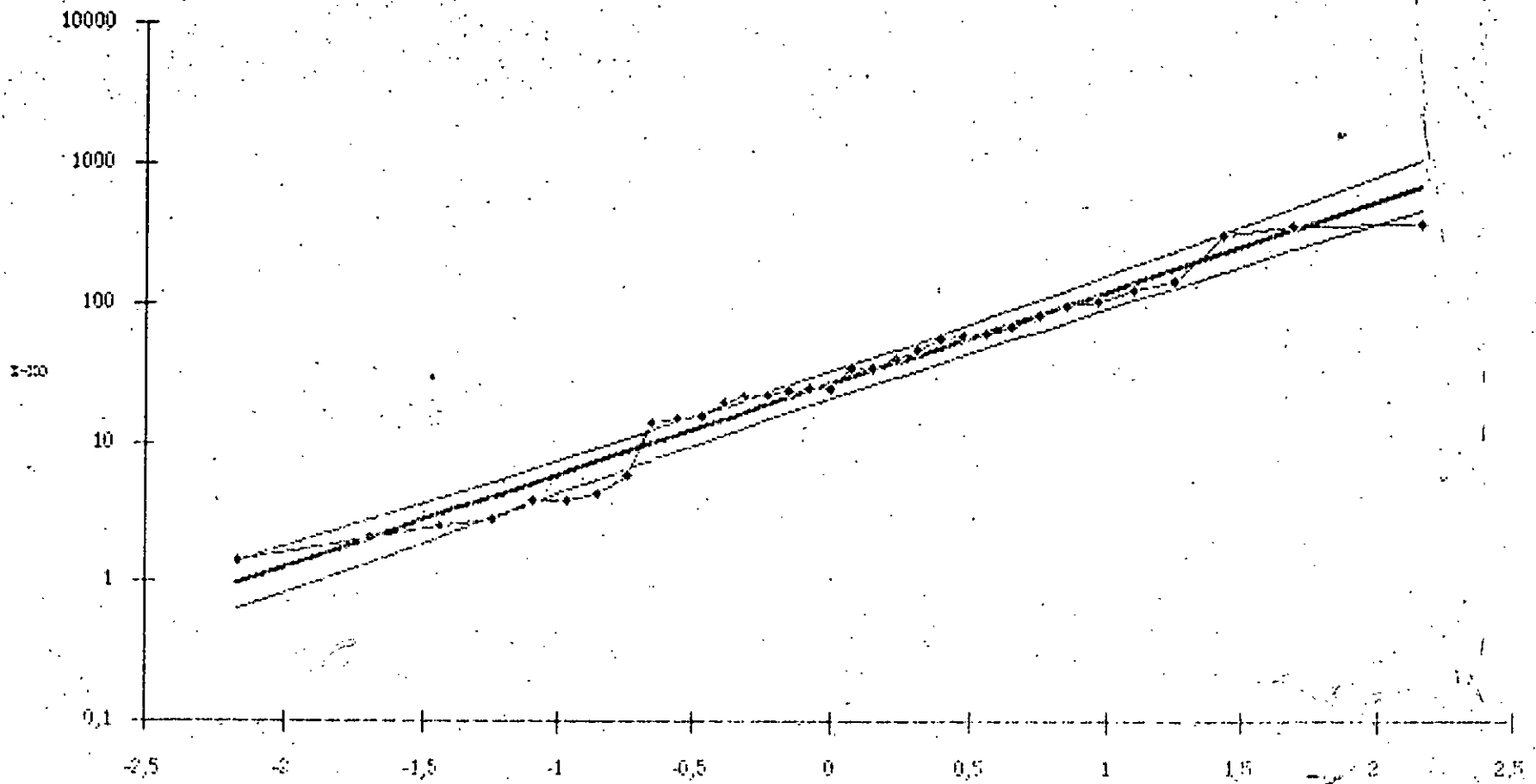
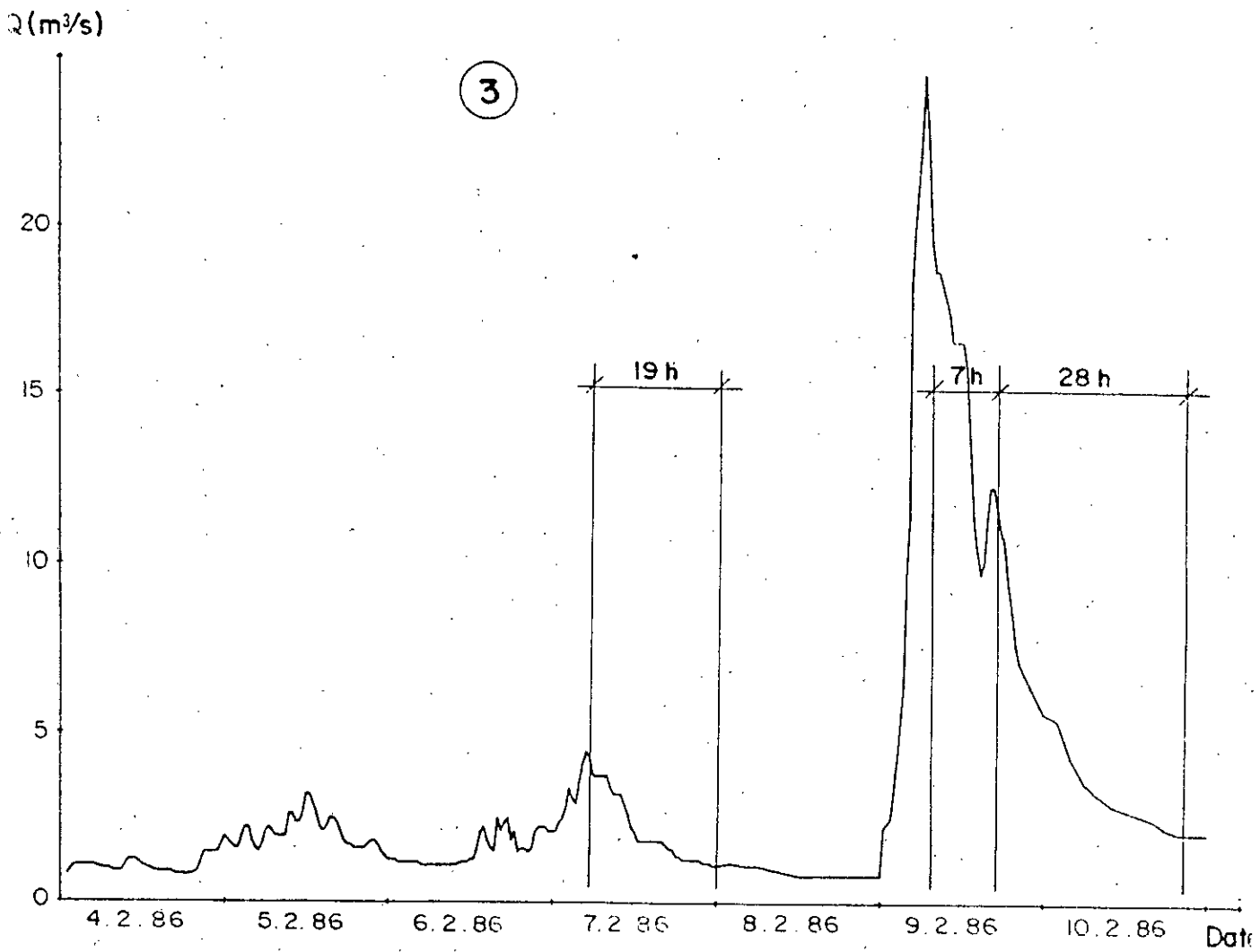
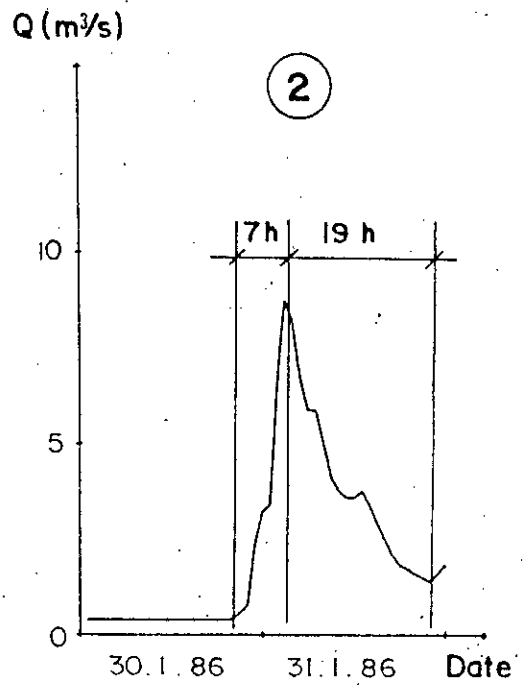
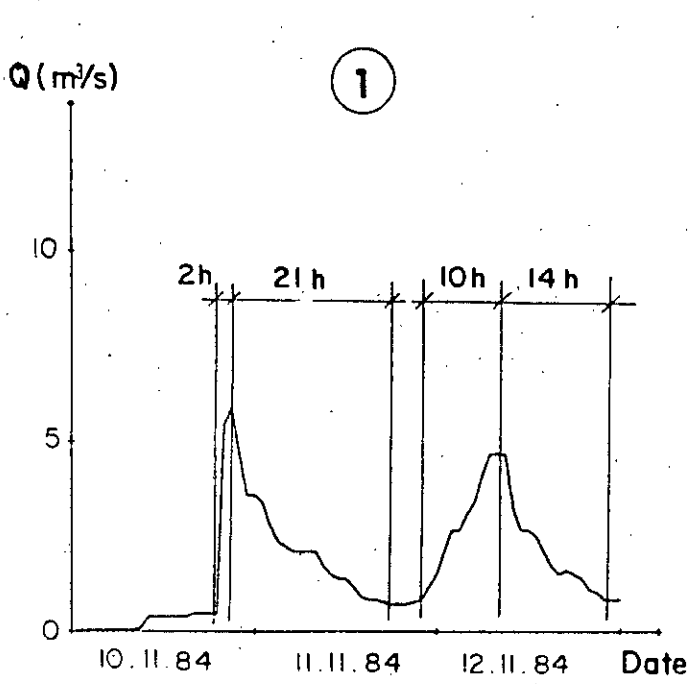


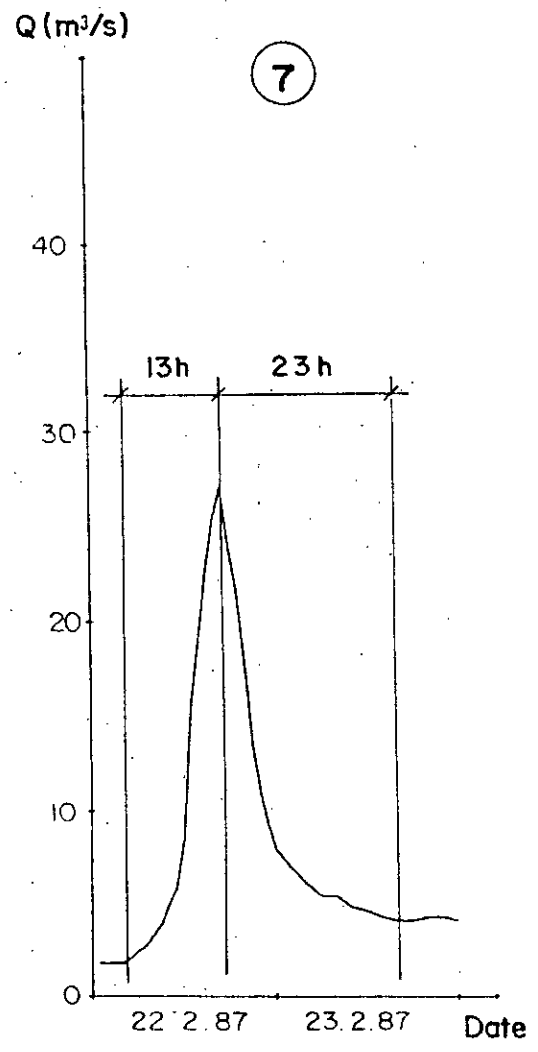
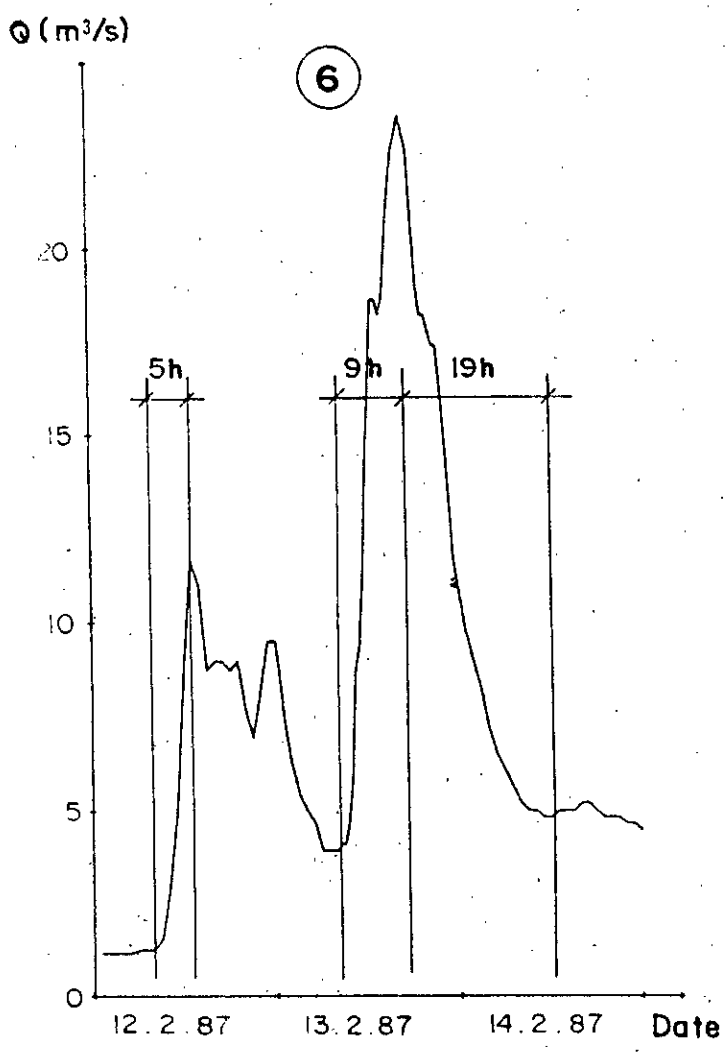
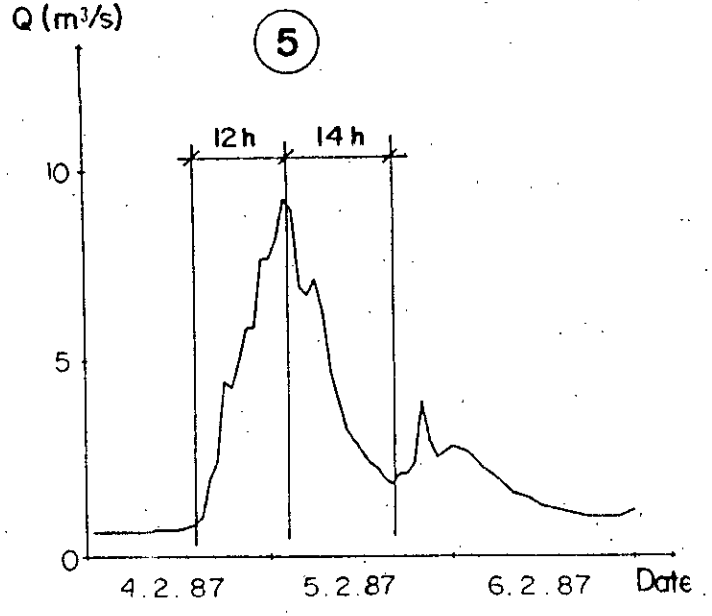
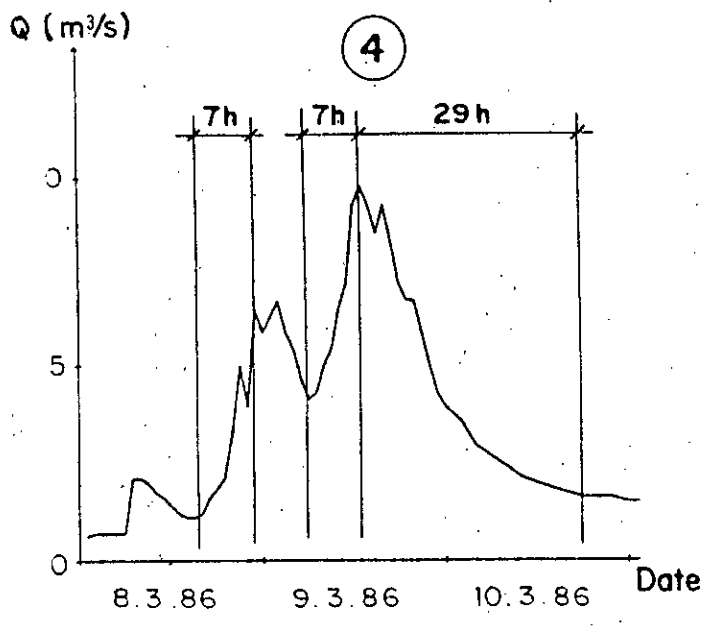
FIGURE (O II 6)

( $\alpha=0,00$  Moy.  $\log(x-x_0) = 1,4159$  E.T.  $\log(x-x_0) = 0,3457$   $n=30$  et I.C. à 80%)



( B )

FIGURE (II 7) HYDROGRAMME OBSERVES.



(a)

FIGURE (II.7) : HYDROGRAMMES OBSERVES

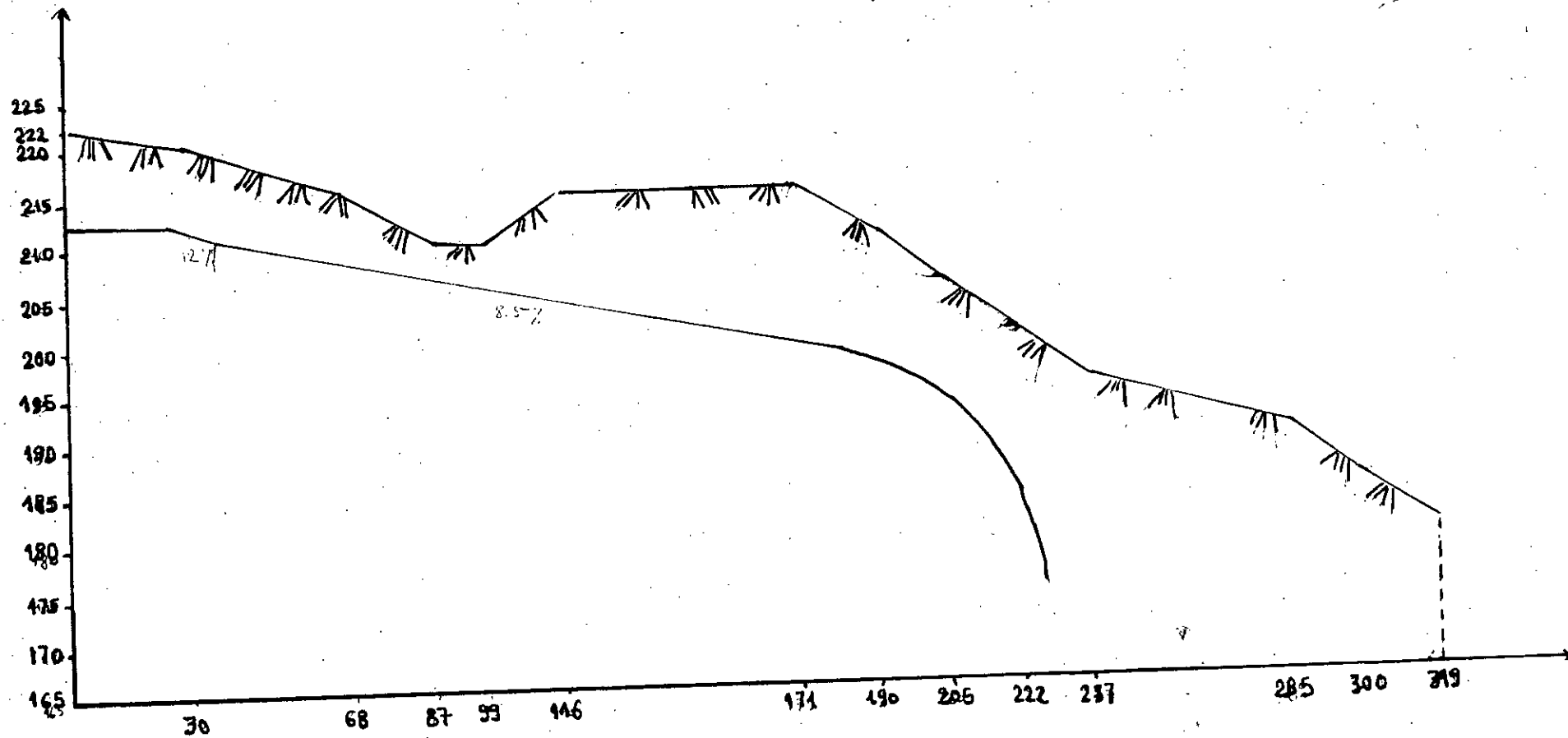
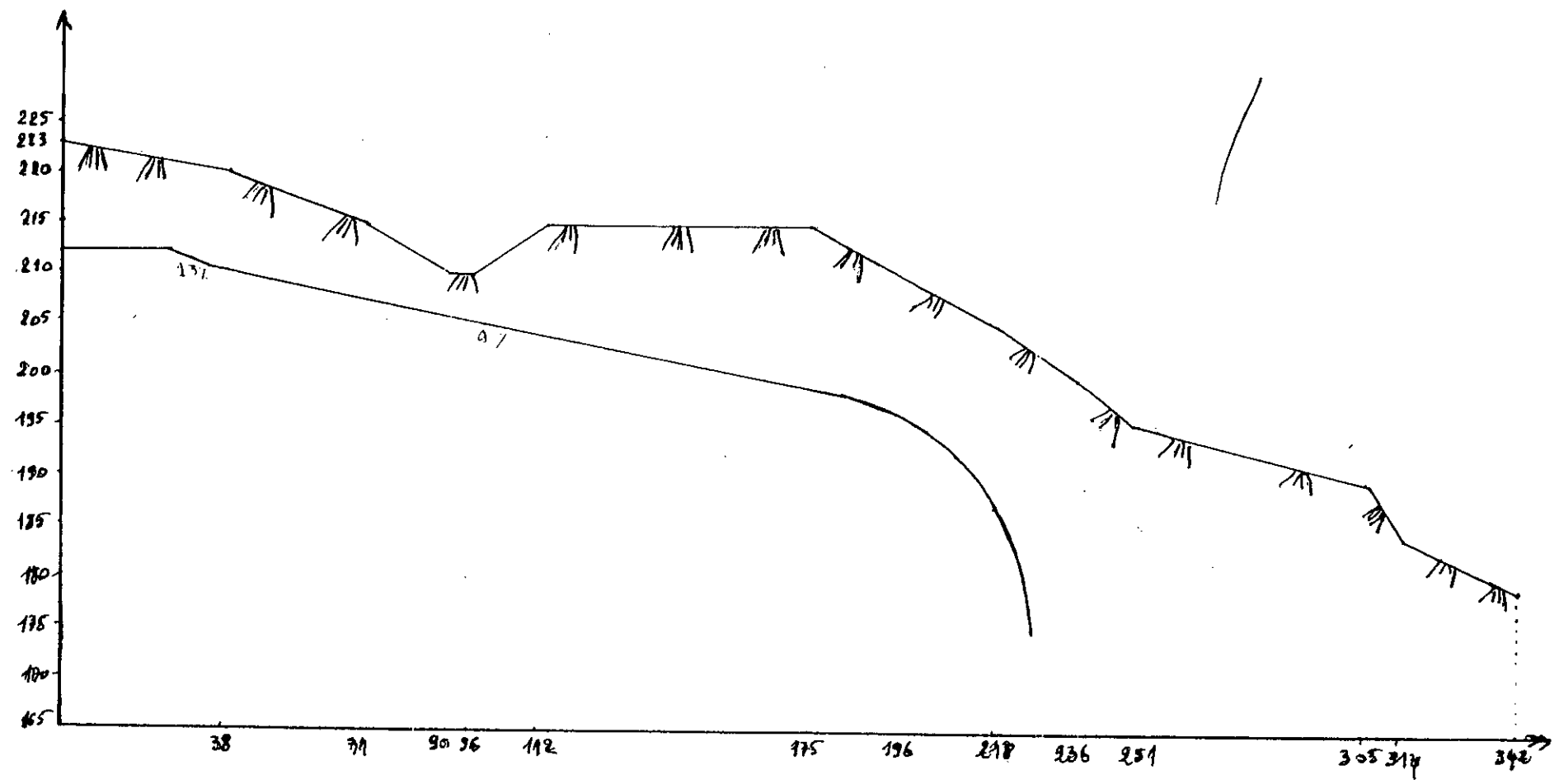
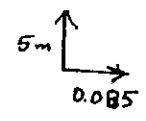


FIGURE IV 2

AXE I





t (min)	$h_{day}$ (m)	$Q_{day}$ (m <sup>3</sup> /s)
0	0	0
30	0,05	3,397
60	0,19	25,165
90	0,32	55,005
120	0,469	4,800
150	0,78	209,322
180	1,11	355,352
210	1,37	487,253
240	1,63	632,347
270	1,77	783,296
300	2,06	898,410
330	2,19	984,782
360	2,36	1101,645
390	2,56	1244,611
420	2,77	1400,855
450	2,88	1485,123
480	2,84	1454,290
510	2,73	1370,622
540	2,59	1266,553
570	2,45	1165,260
600	2,31	1066,821
630	2,19	984,782
660	2,08	911,526
720	1,79	727,702
750	1,64	638,175
780	1,51	563,819
810	1,41	508,748
840	1,31	455,598
870	1,22	409,463
900	1,14	369,856
930	1,06	331,615
960	0,99	299,315
990	0,91	263,778
1020	0,84	233,935
1050	0,78	209,324
1080	0,72	185,642
111	0,67	166,644
1140	0,62	148,342

Tableau (III.1): Laminage de crue ( B = 140m ).

T (an)	$Q_{dow} (m^3/s)$	$h_{dow} (m)$
0	0	0
30	3.64	0.05
60	24.86	0.18
90	58.93	0.32
120	101.57	0.46
150	219.97	0.77
180	370.49	1.09
210	505.00	1.54
240	644.38	1.98
270	792.78	1.91
300	927.75	2.01
330	1012.06	2.15
360	1113.46	2.27
390	1248.49	2.45
420	1404.44	2.65
450	1484.69	2.75
480	1452.41	2.71
510	1344.88	2.60
540	1265.81	1.47
570	1165.36	2.34
600	1076.67	2.22
630	997.84	2.11
660	920.83	2.00
690	799.36	1.82
720	702.60	1.67
750	622.18	1.54
780	556.72	1.43
810	499.54	1.33
840	449.54	1.24
870	406.74	1.16
900	368.40	1.08
930	330.46	1.01
960	291.98	0.93
990	255.13	0.85
1020	228.60	0.77
1050	203.96	0.73
1080	182.56	0.68
1110	162.88	0.63
1140	145.88	0.58
1170	129.19	0.54
1200	115.10	0.50
1230	103.27	0.48
1260	101.57	0.46
1290	95.02	0.44
1320	88.61	0.42
1350	82.36	0.40
1380	76.26	0.38
1410	70.32	0.36
1440	64.54	0.34
1470	58.93	0.32
1500	53.49	0.30

Tableau (III.2) : Laminage de crue ( R = 150 ).

T (mm)	$Q_{dov} (m^3/s)$	$h_{dov} (m)$
0	0	0
30	3.89	0.05
60	24.52	0.18
90	62.36	0.32
120	108.34	0.46
150	230.08	0.76
180	384.36	1.07
210	514.73	1.30
240	650.77	1.52
270	803.94	1.75
300	945.62	1.95
330	1041.74	2.08
360	1133.19	2.20
390	1259.02	2.36
420	1397.48	2.53
450	1489.60	2.64
480	1455.98	2.60
510	1364.47	2.49
540	1275.06	2.38
570	1272.03	2.25
600	1094.77	2.15
630	1011.84	2.04
660	895.16	1.88
690	783.33	1.72
720	689.68	1.58
750	612.62	1.46
780	550.77	1.36
810	497.02	1.27
840	445.13	1.18
870	400.64	1.10
900	357.74	1.02
930	316.49	0.94
960	281.80	0.87
990	248.48	0.80
1020	221.06	0.74
1050	199.04	0.69
1080	177.80	0.64
1110	157.36	0.59
1140	141.63	0.55
1170	124.48	0.51
1200	119.11	0.49
1230	111.89	0.47
1260	104.83	0.45
1290	97.92	0.43
1320	91.17	0.41
1350	84.58	0.39
1380	78.16	0.37
1410	71.91	0.35
1440	65.83	0.33
1470	59.94	0.31
1500	54.23	0.29

Tabloulu (112.3) : Laminage de cruce ( $\beta = 100\%$ ).

T(an)	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	h <sub>max</sub> (m)
0	0	0
30	4.12	0.05
60	29.17	0.18
90	66.79	0.32
120	111.38	0.45
150	230.13	0.73
180	391.33	1.04
210	621.85	1.26
240	857.61	1.47
270	810.43	1.69
300	951.11	1.88
330	1067.18	2.03
360	1153.99	2.14
390	1233.59	2.26
420	1397.66	2.43
450	1476.03	2.52
480	1449.75	2.47
510	1371.86	2.40
540	1278.64	2.29
570	1187.62	2.18
600	1098.88	2.07
630	997.20	1.94
660	868.87	1.77
690	767.35	1.63
720	677.84	1.50
750	611.20	1.40
780	546.70	1.30
810	491.10	1.21
840	443.21	1.13
870	396.99	1.05
900	352.69	0.97
930	309.30	0.89
960	273.98	0.82
990	244.46	0.76
1020	220.74	0.71
1050	197.84	0.66
1080	175.79	0.61
1110	158.78	0.57
1140	142.36	0.53
1170	126.55	0.49
1200	118.89	0.47
1230	111.38	0.45
1260	104.04	0.43
1290	96.86	0.41
1320	89.80	0.39
1350	83.04	0.37
1380	76.40	0.35
1410	69.84	0.33
1440	63.68	0.31
1470	57.62	0.29
1500	51.76	0.27

Tableau (III.4) : Laminage de crue (  $\beta = 170$  ).

T (an)	$Q_{dov}(m^3/s)$	$h_{dov}(m)$
0	0	0
30	4.36	0.05
60	29.85	0.13
90	67.45	0.31
120	114.92	0.44
150	203.72	0.71
180	398.35	1.01
210	532.93	1.23
240	668.07	1.45
270	813.01	1.63
300	959.53	1.82
330	1096.72	1.99
360	1180.42	2.09
390	1274.83	2.20
420	1397.88	2.34
450	1452.54	2.43
480	1571.62	2.49
510	1683.55	2.51
540	1197.40	2.21
570	1105.90	2.11
600	959.53	2.00
630	846.13	1.82
660	766.52	1.67
690	668.07	1.54
720	599.53	1.43
750	539.45	1.35
780	468.07	1.24
810	433.48	1.18
840	398.35	1.08
870	359.38	1.01
900	311.59	0.93
930	274.52	0.86
960	243.67	0.83
990	219.07	0.80
1020	195.36	0.74
1050	172.57	0.69
1080	155.03	0.66
1110	138.12	0.46
1140	129.92	0.44
1170	121.69	0.42
1200	114.03	0.40
1230	106.34	0.38
1260	98.83	0.36
1290	91.51	0.34
1320	84.33	0.32
1350	77.45	0.30
1380	70.72	0.28
1410	64.19	0.26
1440	57.38	0.24
1470	51.30	0.22
1500	45.92	0.20

Tableau (III.3) : Laminage de crue (  $\delta = 150$  ).

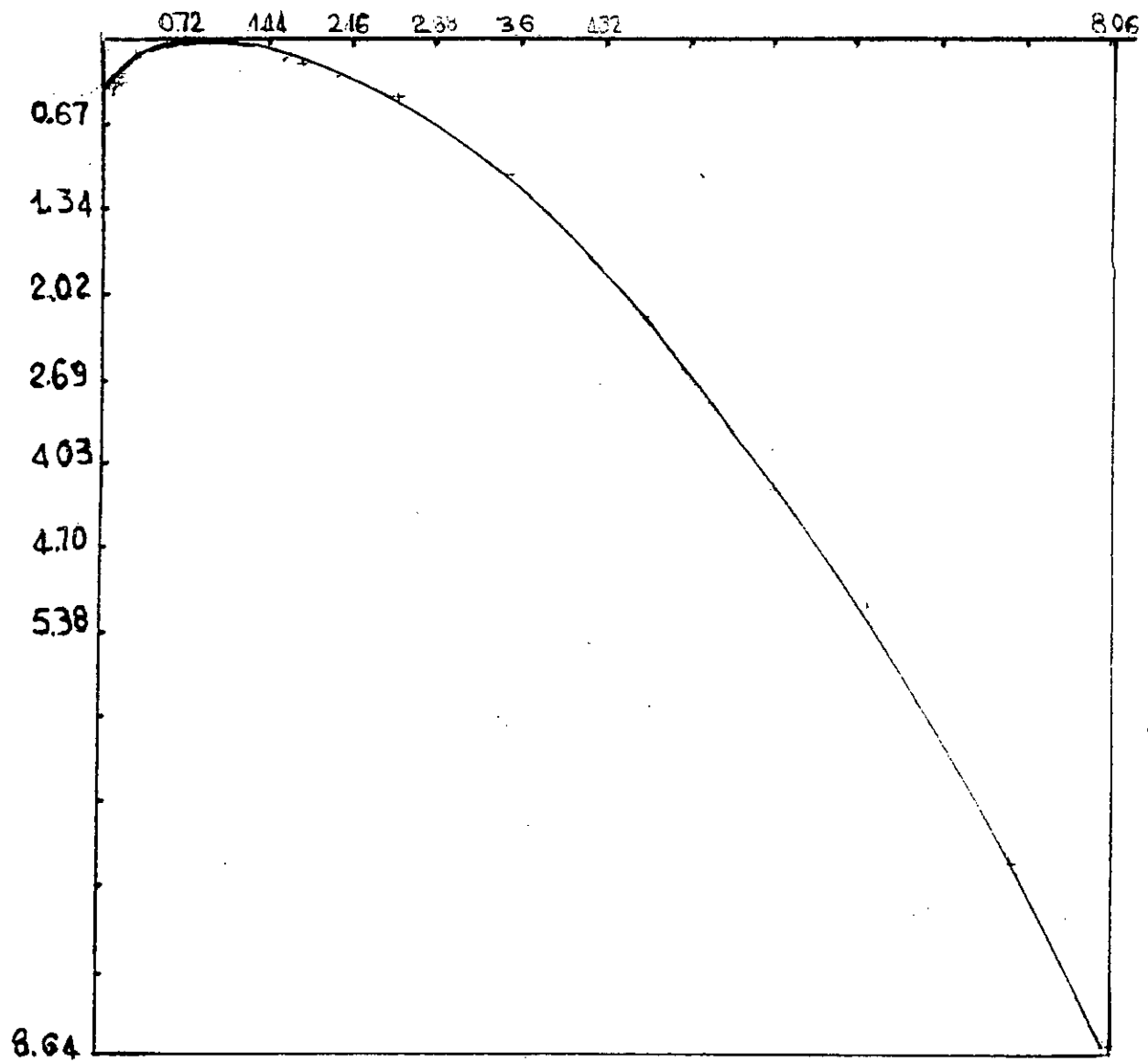
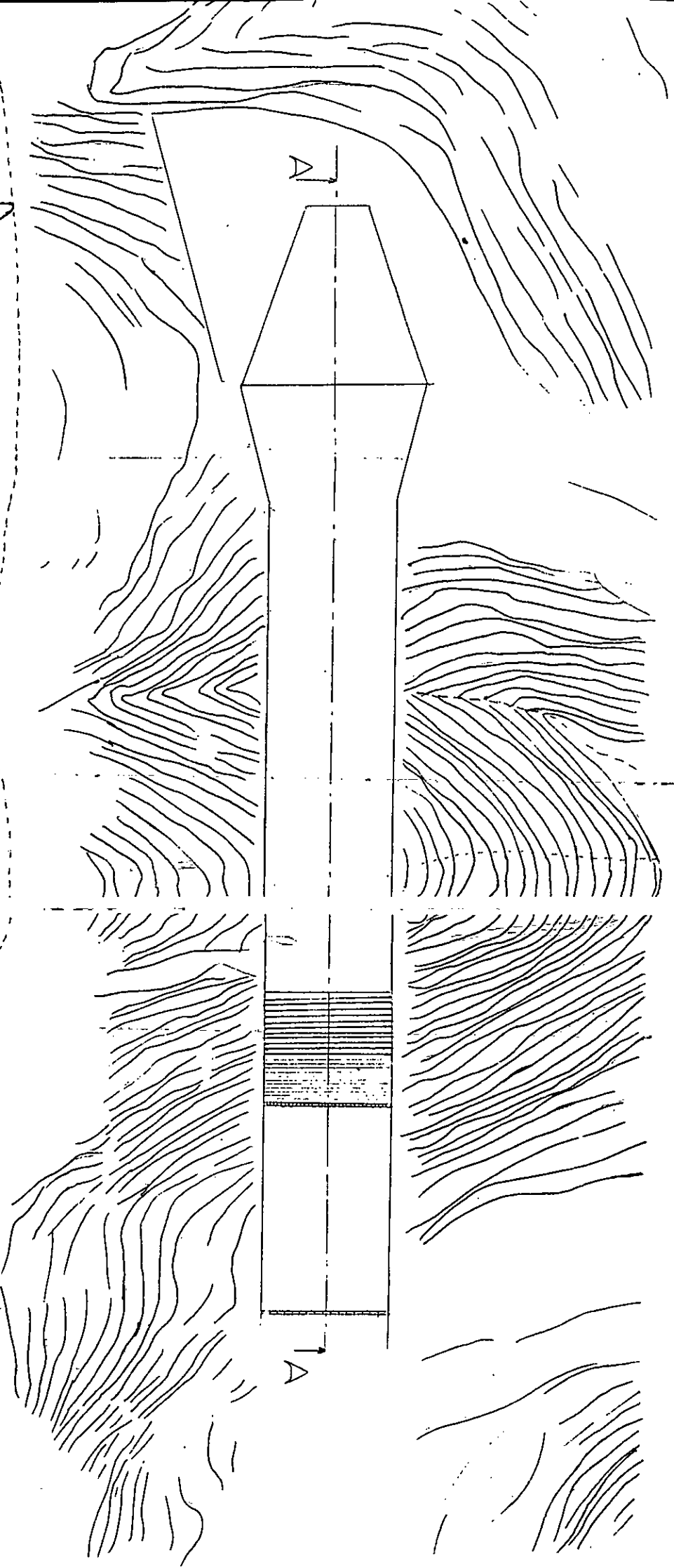
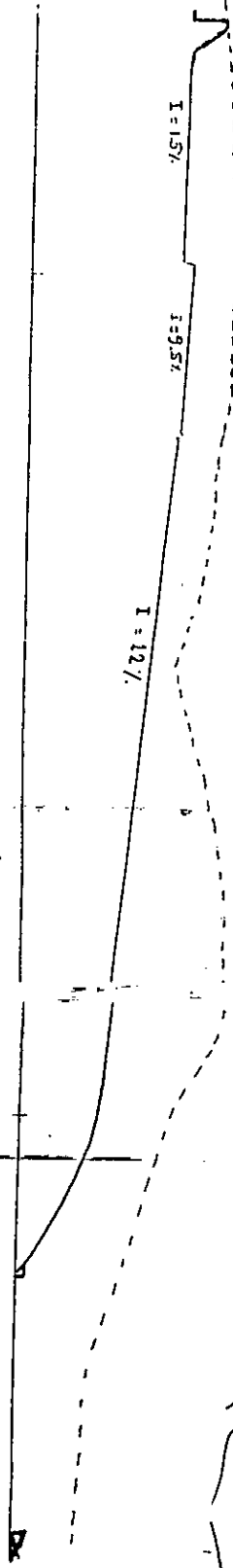


Figure (V.8) : Profil du deversoir

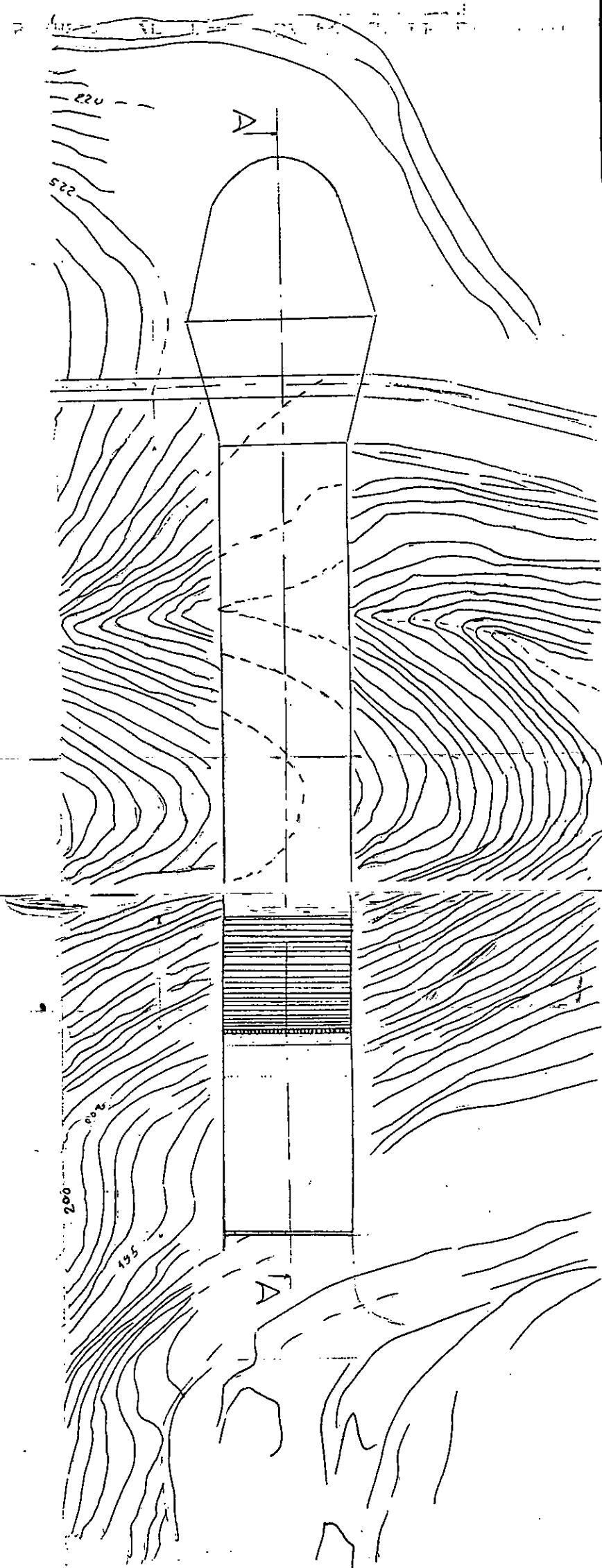
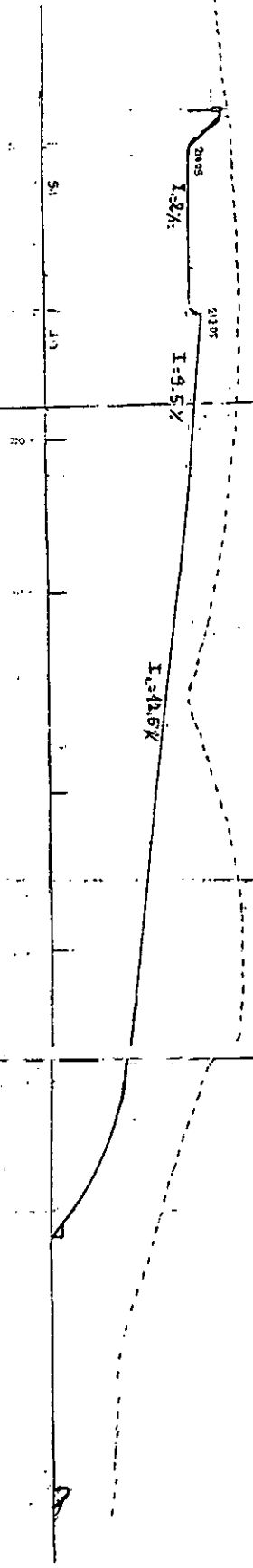
8.64

coupe AA



ECH: 1/1000	E · N · P	JUN 94
Melle S. CHARIFI	VUE EN PLAN DE LA VARIANTE 2	Melle S. BENMAMAR
S. SAYAO		

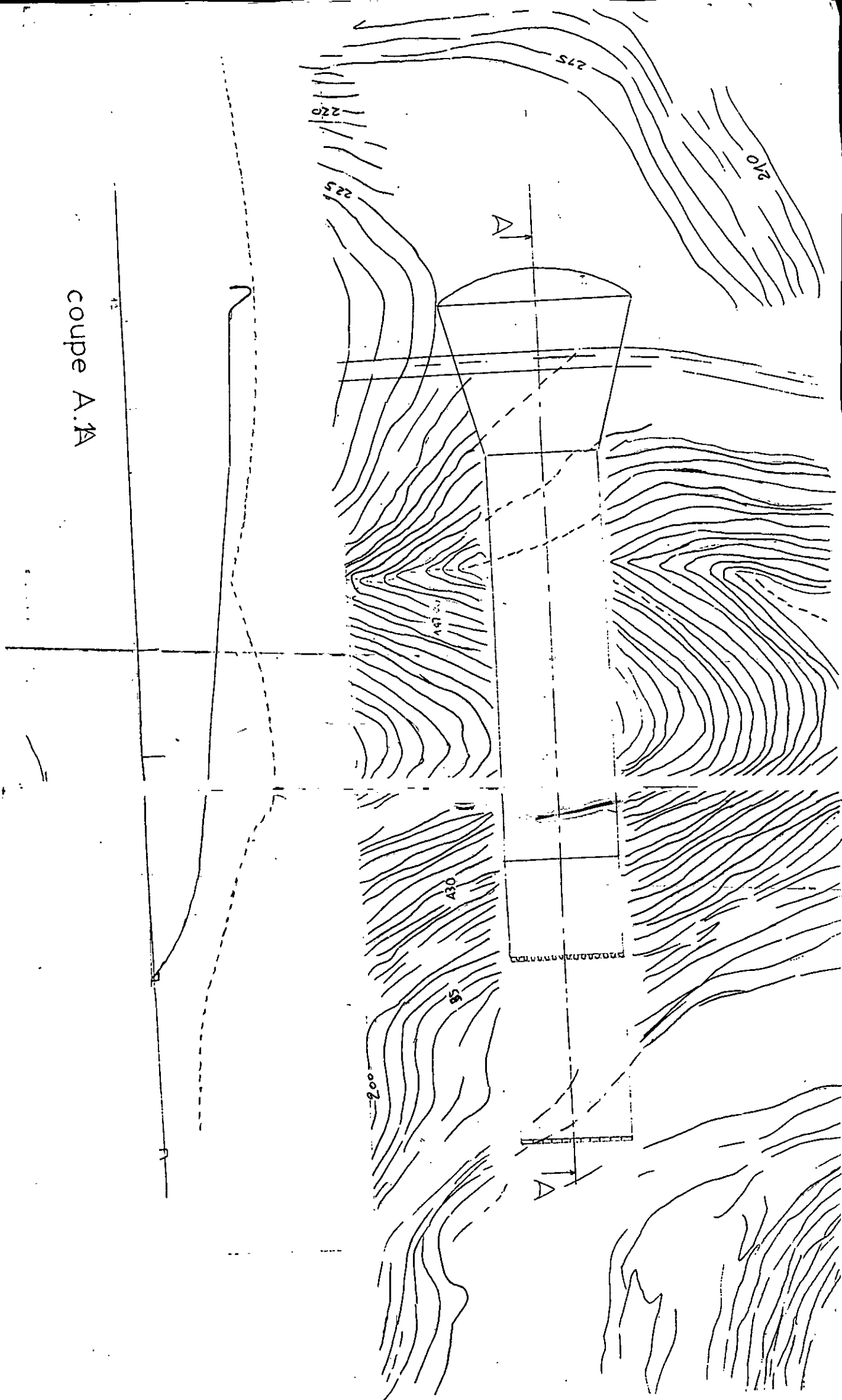
coupe A.A



ECH: 1/1000	E · N · P	JUIN 94
Mette S. CHARIFI S. SAYAD	VUE EN PLAN DE LA VARIANTE 1	Mette S. BENMAMAR



coupe A.A



ECH: 1/1000

E · N · P

JUIN 94

Melle  
S. CHARIFI  
SAYAD

VUE EN PLAN DE  
LA VARIANTE 3

Melle  
S. BENMAMAR

ERRATUM

CHAPITRE	ERREURS	CORRECTION
Avant propos	BENMAMARA / por	BENMAMAR pour
	BELHADJI	BELHADJ
CHAP 05 (SOMMAIRE)	CALCULS HYDRADIQUES	CALCULS HYDRAULIQUES
CHAP 05 PAGE 43	manque ALPHA = absence du signe = (erreur fréquente ) figure V8	FIGURE V7
CHAP 05 PAGE 53	penne I=2 %	I= 2/1000
PAGE 54	manque indice 2	
page 58	tableau V-5	tableau V-4b
page 60		tableau V-5
PAGE 62	d'un déversoir l'autre frontal	d'un déversoir frontal
page 64	tableau II-2.2.1 II-1.2 II-1.3	V-4a V-4b V-5
page 65	figure II.	figure V-3
7/ page 75	EVOULUTION	EVOLUTION
INTRODUCTION		
page 01 ligne 2	vis de la	vis à vis
page 01 ligne 5	de concevoir	de le concevoir
page 01 ligne 9	d	D (magisque)
page 10 ligne 02	au niveau des coupes (A.A)	en traçant les coupes (A.A)
02 paragraphe III		formule de Giandotti $\frac{a*s*Ptc*0.8*\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4*\sqrt{s} + 1.5*L}$ formule de Mallet Gauthier $2*k*log(1+A*p)*\frac{s}{\sqrt{L}}(1+4*logt+logs)^{1/2}$ A= coefficient topographique

page 76  
page 79  
page 79  
page 79  
page 80  
page 81  
page 82  
page 83  
page 85  
page 86  
page 87

équation VII 1  
équation VII 2  
équation VII 3  
équation VII 4  
équation VII 5  
équations VII 6, VII 7, VII 8, VII 9  
équations VII 10, VII 11  
équations VII 12, VII 13, VII 14  
équations VII 15, VII 16, VII 17,  
équations VII 18, VII 19,  
équations VII 20, VII 21

REFERENCES

[14]

EDITION EYROLLES 1975