

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

9/88

وزارة التعليم و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

2ex

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CHOIX DE L'EVACUATEUR DE  
CRUE DU BARRAGE  
KOUDIAT AFFREN (W. BOUIRA)

Proposé par :

A.N.B

Etudié par :

H. CHAMBAZ

A. FASLA

Dirigé par :

Mrs A. ADJABI

B. BAHIDJ

4 PLANCHES  
et  
4 ANNEXES

PROMOTION : JANVIER 88

1871

EDWARD J. BROWN



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

بسم الله الرحمن الرحيم  
اقرأ وربك  
الذي خلق نطق  
الإنسان  
من  
عظيم  
بالقلم

# الله اعلم

طدق الله العظيم

# DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

je dédie ce modeste ouvrage :-

- A mon regretté père .
- A ma chère mère .
- A mes frères et sœurs , mes neveux et nièces .
- A mes amis .

H. Chombaz .

je dédie ce modeste travail :-

- A mes très chers parents qui se sont sacrifiés pour me voir atteindre ce but .
- A mes frères et sœurs , leur conjoint et leurs enfants .
- A tous mes amis (es) du MAROC et d'ALGERIE .
- A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin .
- A ma très chère fiancée .

A.FASLA



# RÉMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier :-

- Monsieur A. AJABI D.G Adjoint à l'A.N.B pour l'aide précieuse et les conseils qu'il nous a prodigué tout au long du stage.
- Monsieur B. BAHIDJ pour son aide dans l'élaboration de ce travail.
- Tout le personnel de l'A.N.B. en particulier T. LARBI qui nous fut d'une grande aide dans l'étude hydrologique.
- M<sup>rs</sup> MOKRANE et AMRANE pour leurs assistances dans la préparation de cette étude.
- Tous les professeurs qui ont contribué à notre formation d'ingénieurs en particulier ceux du département d'hydraulique.
- Nos amis pour leurs aides techniques.

A. FASLA et H. CHAMBAZ .

# SOMMAIRE

	pages
INTRODUCTION _____	1
PREAMBULE _____	2
- Introduction.	
- Types d'évacuateur.	
- Ouvrages de restitution.	
DONNEES DE BASE _____	8
- Généralités	
- Données du site.	
- Types de barrage.	
- Emplacement.	
- Topographie.	
- Géologie et géotechnique.	
ETUDE HYDROLOGIQUE _____	13
- Caractéristique du bassin versant.	
- Données disponibles.	
- Etude des crues.	
- Crue projet.	
- Laminage des crues.	
EVACUATEUR DE CRUE EN SURFACE _____	59
- Emplacement et description.	
- Calcul hydraulique.	
- Génie-Civil des évacuateurs en surface.	
EVACUATEUR DE CRUE EN Puits _____	102
- Emplacement et description.	
- Dimensionnement de l'évacuateur de crue en puits.	
- Génie-Civil des évacuateurs en puits.	
CHOIX DE LA VARIANTE FINALE _____	118
- Comparaison des variantes.	
- Essai sur modèles réduits pour la variante choisie.	
CONCLUSION _____	120
ANNEXES	
BIBLIOGRAPHIE	

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I

PREAMBULE



## INTRODUCTION

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux. Une grande proportion des accidents de rupture survenus a des barrages de ce type ont eu pour origine des ~~surverse~~ ~~provenant~~ des crues qui dépassaient les possibilités du dispositifs d'évacuation .

La détermination de la crue de projet dont le débit doit transiter a travers les dispositifs évacuateurs de l'ouvrage, sans qu'il en résulte des dégâts ou un danger quelconque est donc très importante pour la conception du projet

Lorsque des barrages ont péri dans le passé, ce fut souvent par suite de l'effet d'une crue d'importance imprévue. Mais inversement, les ouvrages d'évacuation de crues sont généralement onéreux, s'il sont trop largement dimensionnés, des dépenses sont faites en pure perte

Ainsi l'Ingénieur doit rechercher un compromis entre une sécurité éventuellement surabondante et coûteuse et le risque de détérioration ou de destruction prématurée des ouvrages

Si les types d'évacuateurs de crue sont nombreux et Variés, leur choix pose souvent de délicats problèmes et il semble bien difficile d'énoncer des règles précises fixant les conditions d'emploi de chacun d'eux .

Le thème qui sera développé dans ce projet de fin d'études et le choix de l'évacuateur de crues du barrage de KOUDIAT AFFIEN

Le projet a été proposé par l'agence nationale des barrages

(A.N.B)

.../...

## I. PREAMBULE :

### I.1 INTRODUCTION :

Un complexe des ouvrages qui assure l'évacuation des eaux de crues du bief amont au bief aval s'appelle évacuateur de crues. La voie des crues équipée par les ouvrages hydrauliques s'appelle trajet d'évacuateur des crues.

Le choix du type d'évacuateur est fonction des considérations faisant intervenir l'importance du débit à évacuer, le type de l'ouvrage de retenue, la topographie du site, la nature géologique des terrains et les conditions de vie de la région. C'est précisément l'art de l'ingénieur que de concevoir des dispositifs d'évacuation à la fois économiques et sûrs, parcequ'ils s'adaptent aux conditions imposées.

En Algérie, les mauvais terrains d'assise ont conduit les ingénieurs à ériger des barrages souples en enrochements ou en terre pour lesquels les organes d'évacuation de crues doivent être souvent dissociés du mur de retenue.

### I.2 TYPES D'EVACUATEURS:

L'usage est de distinguer deux types principaux d'évacuateurs de crues suivant leur type de fonctionnement hydraulique : les évacuateurs de surface et les évacuateurs en charge.

#### I.2.1. EVACUATEURS DE SURFACE :

Parmi les évacuateurs de surface, nous distinguons deux variantes:

- Evacuateur de superficie
- Evacuateur en puits. (déversoir circulaire).

.../...



Le choix d'organes superficiels d'évacuation de crues se ramène en général à trouver un ouvrage de longueur réduite capable d'évacuer un gros débit sous un décrement aussi faible que possible. Cette largeur réduite est la conséquence des nécessités économiques, topographiques et architecturales imposées par l'ouvrage principal. Quand au décrement faible, il constitue la condition même d'une bonne utilisation des fatigues du matériau composant le barrage et d'un bon rendement de celui-ci. Pour un ouvrage de hauteur donnée. Souvent imposée par la topographie du lieu, nécessité d'évacuer les crues sous un faible décrement donc d'avoir le niveau normal des eaux aussi <sup>élevé</sup> que possible dans la retenue, est un facteur primordial si l'on ne veut perdre les cubes d'eau toujours importants que peuvent emmagasiner les tranches supérieures de la réserve.

Le problème dans ces éléments principaux : encombrement réduit et décrement faible semblerait assez bien résolu par l'utilisation des vannes ou clapets automatiques. De types très divers, ces appareils ont tous les défauts inhérents à leur automaticité qui en fait, les font proscrire toutes les fois que l'on ne peut assurer un entretien suffisant. Dans les régions peu évoluées, ces appareils sont à rejeter s'ils équipent des déversoirs devant garantir des massifs non submersibles et l'on devra préférer sacrifier quelques mètres de retenue, donc quelques millions de mètres cubes, au profil d'une sécurité de fonctionnement absolue en utilisant un deversoir pur et simple.

I.2.1.2 - EVACUATEUR DE SUPERFICIE:

Le genre de cet évacuateur, est constitué au départ de la retenue par un deversoir dont le seuil se développe en général linéairement. Le seuil débite dans un chenal. Ce chenal amène l'eau à pente faible du côté aval de la digue. L'eau emprunte ensuite un coursier dont la forte pente permet de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval et aboutit avec un vitesse importante dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie de la veine liquide .

.../...

I.2.1.3. EVACUATEUR EN PUIITS: (Deversoir Circulaire)

Il n'est pas toujours possible- pour des raisons topographiques, géologiques et économiques-d'évacuer par un canal naturel ou artificiel les eaux collectées par le deversoir. Une solution consiste alors à éliminer ces eaux par une galerie, dans ce cas l'ouvrage de raccordement nécessaire entre la surface libre de la retenue et cette galerie est soit un puits, soit une galerie inclinée. Parmi les avantages de ce type d'évacuateur on cite :

- Simplicité de l'ouvrage de génie civil dont les formes sont de révolution et de dimensions réduites.
- Utilisation de la galerie de dérivation provisoire comme galerie d'évacuation.
- Situation hors du barrage, on évite ainsi la diminution de la section de couronnement du barrage.

I.2.1.4. FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE :

Etant donnée qu'on a un écoulement dénoyé, les débits sont proportionnels à la puissance  $3/2$  de la charge sur le deversoir .

Pour le cas de la galerie, l'eau tombe librement le long des parois du puits, laissant au centre un espace vide, une légère surélévation du plan d'eau amont permet le franchissement du deversoir.

Dans la galerie inférieure, l'écoulement est en nappe libre et ne présente pas de particularités. Le coude est naturellement le siège de remous violents, les filets d'eau s'y heurtant pour repartir horizontalement.



## 2. EVACUATEUR EN CHARGE

Dans ce type d'évacuateur, l'écoulement est noyé, l'avantage de cet évacuateur est lorsque les débits de crues à évacuer sont réduits, ses organes peuvent suffire à préserver l'ouvrage du danger de submersion. Parmi les inconvénients, on cite:

- L'évacuation d'importants débits de crues conduit à dimensionner très largement les pertuis de vidange de fond et demi-fond.

- L'augmentation de la charge amont due à la surélévation du plan d'eau ne se traduit que par un petit accroissement du débit, celui-ci étant proportionnel à la puissance  $1/2$  de la charge.

- La mise en service de ces organes impose des manoeuvres dont on doit leur assurer un entretien suffisant et une surveillance sans relâche.

Pour ces raisons, ils ne sont pas souvent employés et on leur préfère des organes superficiels.

### 1.2.2.1. LES SIPHONS :

Le Siphon est un cas particulier de l'évacuateur en charge capable d'évacuer de très forts débits, mais on hésite toujours à employer des siphons pour les raisons suivantes:

- Manque de capacité de surcharge.
- Manque de souplesse.
- Incertitude d'un amorçage sûr, ce dernier pouvant être empêché par le gel, les corps flottants, les entrées d'air, etc...
- Exécution délicate, par suite de l'importance des vibrations et des efforts dynamiques auxquels ils sont soumis.

.../...



## 2.2. FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE :

Si tout le Système de déversement- puits et galerie -entre en charge, le débit obeira aux lois des écoulements en charge. c'est à dire les débits sont proportionnels à la puissance  $1/2$  de la charge c'est une Situation qu'on doit éviter dans les grands déversoirs de barrages, étant donné la grande instabilité que l'on constaté dans le passage d'un régime à l'autre.

On remarque que le puits peut fonctionner au régime de charge d'eau maximum et la galerie horizontale peut fonctionner au régime de charge ou sans charge d'eau.

## I.3. OUVRAGE DE RESTITUTION -DISSIPATION DE L'ENERGIE:

Le problème crucial associé à la restitution du débit évacué à la rivière est celui de la dissipation de l'énergie. Avant la construction du barrage, cette énergie était dissipée linéairement par frottement et turbulence au prix d'une érosion répartie sur toute la distance du cours principal et des affluents noyés par la retenue.

La présence du barrage oblige cette énergie à se dissiper en majeure partie en un point singulier où se concentre la force érosive: la restitution de l'évacuateur dans le lit naturel. La dissipation de l'énergie du flot évacué se fait presque toujours par ralentissement brutal de la vitesse et changement corrélatif du régime d'écoulement de torrentiel à fluvial.

Suivant la configuration donnée à l'ouvrage de restitution le phénomène se produit de deux façons :

- Dans une première configuration, l'écoulement torrentiel est canalisé sur toute sa longueur et le changement de régime est confiné dans une structure artificielle: le bassin à ressaut dont les caractéristique géométriques sont déterminées par le calcul et l'expérimentation.

..../...

- Dans la seconde configuration, l'écoulement torrentiel est lâché à une certaine hauteur au dessus du niveau dans le lit naturel sous forme de jets, ces jets décrivent une trajectoire à l'air libre et tombent dans une portion ~~pré~~déterminée du lit. La dissipation se fait essentiellement dans le volume d'eau qui entoure la surface d'impact

CHAPITRE II

DONNEES DE BASE



GENERALITES :

Dans les plaines des arifs et des Beni-Slimane qui, se trouve dans une région généralement pauvre en ressources, il ya des sols dont la production agricole pourrait être accrue par l'irrigation. La source d'eau la plus proche, l'oued ZAIANE, se trouve à une distance de plus de 30 Km vers l'est. Afin de mettre en valeur ces deux plaines potentiellement irrigables, il faudrait transférer l'eau par pompage d'un bassin versant à l'autre au moyen d'une conduite.

À l'heure actuelle une partie importante du débit de l'oued ZAIANE s'écoule chaque année dans les oueds SAHEL et SOUMMAM et se perd sans utilisation dans le mer. Afin que cette eau puisse satisfaire aux besoins pendant toute l'année et particulièrement la demande de pointe de l'été de l'agriculture en irrigué, elle doit être emmagasiné dans une retenue.

Le barrage proposé sur l'oued Zaiane au site de KOUDIAT AFFREN contrôlerait les 49 millions de mètres cubes ( $49 \text{ hm}^3$ ) d'eau douce qui passent par le site en une année moyenne. Une retenue ayant un volume total de stockage d'environ 115 Millions de Mètres cubes ( $115 \text{ hm}^3$ ) fournirait une source régularisée d'au moins 39 millions de  $\text{m}^3$  chaque année. Cette eau serait refoulée vers les plaines ci dessus mentionnées par une station de pompage au pied du barrage.

Le site pourrait servir d'emplacement pour la construction d'un barrage en enrochement vu que les matériaux adéquats pour la construction se trouvent à proximité.

## II.2. DONNEES DU SITE :

### II.2.1. Type de barrage :

On a choisi un barrage souple en enrochement type étanche entéant  
comptes des critères suivants:

- Longueur de l'ouvrage
- Nature médiocre des fondations du site
- Disponibilité des matériaux adéquats
- Coût élevé et manque du ciment nécessaire sur place pour un barrage en  
béton

### II.2.2. EMPLACEMENT :

Le barrage proposé tire son nom d'une colline arrondie ou KOUDIAT  
située au bord de l'oued la gorge de KOUDIAT AFFREH fournit le meilleur  
site sur le cours inférieur de l'oued ZAIANE. En effet, un tel site  
présenterait pour les raisons suivantes des avantages sans pareil :

a) Ce site, considéré dans l'ensemble de la zone du projet entrant en ligne  
de compte, forme un couloir d'étranglement bien prononcé .

La largeur de la vallée à 50 m au dessus du lit de l'oued (Côte 550m)  
n'étant plus que d'environ 435m

b) A l'amont du site envisagé par contre, la vallée s'élargit immédiatement  
de 435m pour atteindre, à la même côte 550m, une largeur de plus de 2000m.  
De telles conditions permettraient d'obtenir une retenue très importante  
tout en construisant un barrage ~~relativement étroit. Les~~ autres couloirs  
d'étranglement évoqués à l'amont ne permettraient pas contre pas d'aménager  
des retenues aussi importantes .

c) L'aménagement d'un barrage immédiatement avant l'entrée de l'oued ZAIANE  
dans la vaste plaine d'EL ESNAM et BECHLOUL permettra en outre d'exploiter  
un maximum du Bassin versant. A 150 m environ en amont de l'axe du barrage  
tel que prévu se trouve le confluent de l'oued SIDI HAICH avec l'oued  
ZAIANE. La récupération des eaux de cet affluent permettra donc en outre  
d'englober un sous-bassin de 13km<sup>2</sup> environ .



d) La distance séparant le site prévu des zones qui seront à irriguer dans la plaine de BECHLOUL représente également une condition favorable .

e) Le site prévu pour l'aménagement de la retenue est presque dépourvu d'habitation et a peine exploité du point de vue agricole .

Ainsi, le site d'un barrage dont l'axe cheminerait de KOUDIAT AFFREN (Appui gauche) vers KOUDIAT BOGRARA (Appui droit) s'avère donc présenter des conditions optimales, si bien qu'il serait inutile de se pencher sur l'étude des variantes dans ce contexte .

### II.2.3. TOPOGRAPHIE :

KOUDIAT AFFREN qui forme l'appui gauche du barrage est une crête est-ouest, longue et étroite, qui avance dans le cours général de l'oued. Elle s'élève jusqu'à une hauteur de 621m (113m au-dessus de la cote du lit de l'oued). Cette crête est généralement arrondie, ayant des pentes de 3,5 H sur 1V (16°) environ, à l'exception de l'endroit où l'oued a érodé le front de la colline où les pentes sont d'environ 2,5H sur 1V (22°) environ .

L'appui droit est formé par la crête de KOUDIAT BOGRARA, une colline plus raide (2H sur 1V ou 26°) et plus élevée (jusqu'à la cote 662).

Par endroit, le versant est formé de roches calcaires dures en saillie, ce qui donne un aspect irrégulier à la topographie .

Ces deux collines forment une gorge ou le lit majeur est d'environ 210m de largeur. Dans le lit majeur, il y a une crête centrale étroite, parallèle à l'oued de 10m de haut .

Les deux appuis sont caractérisés par des ravins peu profonds dans le sens de la plus grande pente .

Le lit majeur s'élargit tant en amont qu'en aval de l'axe du barrage sans devenir très étendu .

### II.2.4. GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUES :

La structure géologique du site peut être résumée de la manière suivante :  
L'appui droit est constitué par une série de marnes et de calcaires intercalés les couches qui se trouvent en-dessus du niveau de la crête du barrage sont constituées par des marnes silteuses et calcaires en couches peu épaisses .

Les marnes sont grises, d'une granulométrie fine et cassable. Dans ces formations l'on trouve également des minces couches de calcaires toutes les couches sont plus ou moins fissurées et les calcaires contiennent des filons de limonite ou calcite rougeâtre.

- KOUDIAT - AFFREN, l'oppuigauche, est formé de conglomérats de grés et d'argile ce sont des dépôts alluviaux de couleur rougeâtre et de nature variable tout horizontalement que verticalement. Comme sur la rive droite leur direction est parallèle à l'oued. Ces conglomérats sont constitués d'éléments d'origine variée, durs, plus ou moins arrondis, et d'un diamètre d'à peu près 10cm

- Le lit actuel de l'oued est formé d'alluvions, consistant d'une façon générale en graviers et sables grossiers, mais avec une proportion importante de limons et d'argiles. Les dépôts alluviaux se confondent avec une terrasse inférieure qui remplit le lit majeur. Cette terrasse qui atteint 4 à 5m au dessus du niveau de l'oued est généralement formée de sables et d'argiles.

- En ce qui concerne les qualités géotechniques des divers terrains rencontrés, on peut dire:

-- Au niveau de l'appui droit, les calcaires ainsi que les marno-calcaires interceptés par les forages sont des roches dures, compactes et présentent une grande résistance à la compression (calcaires  $\sigma_c = 200 - 250$  bars; marno-calcaires  $\sigma_c = 250-500$  bars) par contre, leurs perméabilités dues vraisemblablement à la stratification des couches, sont grandes-on présume qu'il y aurait des fuites d'eau en absence d'un dispositif d'étanchéité.

.../...



- Au niveau de l'appui gauche, les forages exécutés dans le complexe conglomératique ont intercepté une roche dure, compacte, non fissurée.

Les essais de compression simples exécutés sur des échantillons représentatifs donnent les valeurs:

- Conglomerot :  $\overline{V_c} = 80 - 40$  bars

- grés grossiers:  $\overline{V_c} = 80- 85$  bars

- calcaire :  $\overline{V_c} = 100-150$  bars

- Les sols de dépôts quaternaires (alluvions, terrasses, alluvions) de la zone centrale présentent caractéristiques géotechniques suivantes:

- Une très grande perméabilité  $K = 10^{-6}$  à  $10^{-4}$  m/S

- Une compressibilité élevée produisant des tassements différentiels

- résistance à la compression réduite  $\overline{V_c} = 8$  à 18 bars.

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

III. INTRODUCTION :

III.1.1. Objet de l'étude :

Notre étude hydrologique consiste à estimer les crues de projets pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues au barrage de Koudiat Affren.

III.1.2. Crues de projets :

La crue de projet est la crue que doit pouvoir évacuer l'ouvrage sans toutefois le détruire ou l'endommager. La connaissance de cette crue naturelle permettra aussi le dimensionnement de l'évacuateur de crues. Il faut noter que la crue de projet est déterminée pour une fréquence donnée, fréquence qui est fournie par le projecteur de l'ouvrage. Ce dernier donne cette fréquence seulement après avoir effectué une étude d'optimisation (coût/risque) dans laquelle il traite différents problèmes d'ordre sociaux, économiques et politiques.

Le premier problème d'ordre socio-économique posé pour le dimensionnement des évacuateurs de crues est de connaître la probabilité admissible d'une crue susceptible de détruire le barrage. Dans le cas d'un grand barrage réservoir, une telle destruction engendrerait une crue artificielle beaucoup plus importante que les crues naturelles possibles. Cette catastrophe engendre notamment des dommages considérables et la perte de nombreuses vies humaines. L'estimation de cette crue peut être évaluée différemment suivant qu'il ne s'agit que de la projection de l'ouvrage lui-même ou d'un risque de catastrophe, ce risque est bien sûr lié à l'importance de l'activité humaine dans la vallée, aussi bien pour le présent que pour le futur.

III.1.3. Crue de chantier :

La crue de chantier est la crue qui devra être évacuée sans dommages considérables pour le chantier lors de la construction de l'ouvrage.



Il faut noter que le risque n'est pas du tout de même ordre que pour la crue de projet, même si l'aménagement comporte un grand réservoir, il est rare qu'on laisse ce dernier se remplir durant cette période le risque encouru à l'aval n'est pas sensiblement plus important que dans les conditions naturelles.

L'estimation de cette crue dépend du temps prévu à l'exécution des travaux.

Dans le cadre de cette étude, nous avons considéré pour la crue de projet, la fréquence de période de retour est de 5000 ans et pour la crue de chantier de 10 ans.

L'évaluation des crues de projet d'un aménagement met en jeu un certain nombre de technique que l'ingénieur utilisera selon le type d'aménagement, il faut ajouter que ces techniques dépendent en grandes parties des données disponibles au site prévu de l'ouvrage.

III.2. CARACTERISTIQUES DES BASSINS VERSANTS :

III.2.1. Présentation du bassin versant de Koudiat-Affren :

Le bassin de Koudiat-Affren est situé sur l'oued Zaïane à l'amont de la station hydrométrique (X = 613.5, Y = 392.10). Voir carte de situation (fig. n° I).

(Planche n° 4)

L'oued Zaïane constitue la partie amont du bassin versant de l'oued Soummam. Le relief du bassin est à caractère montagneux. La couverture végétale est constituée essentiellement de forêts. Du point de vue perméabilité, le bassin peut être classé parmi les bassins semi-perméables (réf. n° ).

III.2.2. Caractéristiques des bassins versants de Koudiat-Affren: et d'El-Esnam :

Les caractéristiques physiques des deux bassins sont présentées dans le tableau suivant :

	Oued Zaïane	
	El-Esnam	Koudiat-Affren
Superficie du bassin (km <sup>2</sup> )	800	682
Altitude max. (m)	1541	1541
Altitude min. (m)	430	525
Altitude moy. (m)	848	895
Longueur du thalweg (km)		
principal	54	42

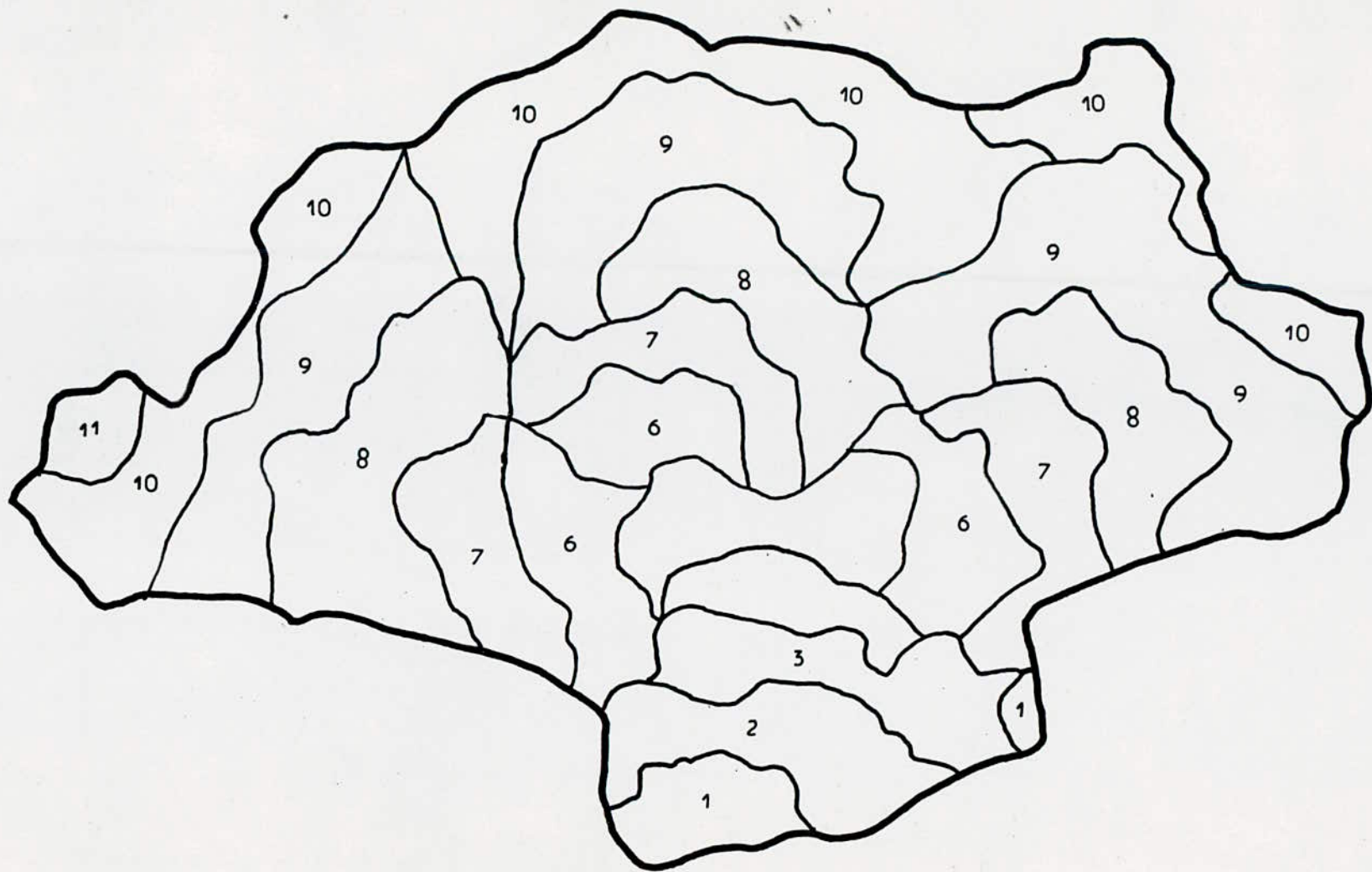


Fig :1 B.V de KOUDIAT AFFREN

(Methode isochrone)



3. Données disponibles :

3.1. Données hydrométriques :

La seule station hydrométrique sur l'oued Zaïane est située à El-Esnam à environ 9 km à l'aval du site du barrage, (voir ~~fig. n° I~~). On dispose de façon continue de données journalières pour la période <sup>(Planche n° 4)</sup> s'échelonnant de 1967 à 1981, (soit 15 ans).

3.2. Données pluviométriques :

Dans le bassin versant d'El-Esnam, nous disposons de huit stations pluviométriques et de deux stations pluviographiques (enregistrement instantané) : Bordj Okhriss et Akbou. Les stations pluviométriques et pluviographiques sont présentées dans la ~~fig. n° I~~. <sup>Planche n° 4</sup>

Le tableau suivant donne quelques renseignements sur ces stations :

Code	Nom de la station	Altitude (m)	Période de fonctionnement
I5 - 02 - 01	Souk El-Khémis	1000	1952 - 55 1969
I5 - 02 - 02	Bordj Okhriss	750	1967
I5 - 02 - 03	Hammam-Ksena	600	1968
I5 - 02 - 04	El-Esnam	430	1914-62 1967
I5 - 12 - 05	Zeriba	990	1971
I5 - 02 - 06	Bechloul	512	1952-62 1971
I5 - 02 - 07	Qued Berdi	615	1952-57
I5 - 02 - 08	Bouira	520	1972
:	:	:	:

On note que la station pluviométrique d'El-Esnam dispose de la série la plus longue soit 68 années.

#### 4. ETUDE DES CRUES :

La série des débits mesurés à El-Esnam est courte (15 années). Elle ne peut faire l'objet d'une étude statistique pour la détermination des crues de faibles fréquences. Pour l'estimation des débits de crues, on a eu recours aux méthodes analytiques et à l'utilisation de quelques formules empiriques, ces méthodes sont comme suit :

- méthode de l'hydrogramme unitaire par SYNDER,
- méthode des Isochrones,
- formules empiriques.

#### III.4.I.Méthode de l'hydrogramme unitaire :

##### III.4.I.I. Principe de la méthode :

La théorie de l'hydrogramme unitaire a pour base mathématique, l'évaluation de l'opérateur  $A_0$  permettant la transformation de l'hydrogramme de pluie en hydrogramme de ruissellement :

$$Q = A_0 (P) \quad (I)$$

avec :     $Q$  : hydrogramme de ruissellement  
           $P$  : hydrogramme de pluie

SHERMAN a constaté qu'au lieu de la transformation (I), ce n'est que le rapport entre l'hydrogramme de ruissellement et l'hyétogramme de la pluie efficace, ce rapport peut être évalué à l'aide des méthodes simples. La transformation deviendrait :  $Q = A (P')$  qui est caractérisée par l'opérateur  $A$ . D'où ressort les hypothèses suivantes admises par SHERMAN :

- tous les hydrogrammes résultants d'averses uniformes, de même durée ont le même temps de base.



- Les ordonnées homologues de divers hydrogrammes afférents à des averses de même durée sont proportionnelles aux intensités des averses correspondantes (c'est à dire aux volumes apportés par celles-ci). On a :

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{V_1}{V_2}$$

(propriété d'affinité des hydrogrammes correspondants à 2 averses de même durée mais d'intensités différentes).

- L'hydrogramme d'une pluie tombant en  $n$  unités de temps successives provoquant des ruissellements  $n_1, n_2, n_3, \dots, n_i$  peut être obtenu par la superposition des ordonnées des hydrogrammes construits suivant la deuxième hypothèse, compte tenu du décalage dans le temps de l'origine de ceux-ci.

Les trois hypothèses se trouvent résumées alors dans la formule suivante :

- Les ordonnées homologues de divers hydrogrammes afférents à des averses de même durée sont proportionnelles aux intensités des averses correspondantes  $u(t - \tau)$  marque l'hydrogramme unitaire instantané correspondant à la durée de temps  $\Delta$

Si : 
$$\frac{p'}{V_2} = \frac{I(t)}{V_2} = \begin{cases} I \text{ pour } t \geq 0 \\ 0 \text{ pour } t < 0 \end{cases} ?$$

$$Q(t) = \int_0^t u(t - \tau) dt$$
  
(propriété d'affinité des hydrogrammes correspondants à 2 averses de même durée mais d'intensités différentes).

#### 4.1.2. L'hydrogramme en S :

- L'hydrogramme d'une pluie tombant en  $n$  unités de temps C'est la courbe de montée de l'hydrogramme qui correspond à une averse uniforme d'une durée  $t_e$  égale au temps de concentration du bassin obtenu par la superposition des ordonnées des hydrogrammes construits T. On peut déterminer assez exactement cette courbe en S à partir de l'hydrogramme unitaire observé sur le bassin par une averse réelle de durée toujours inférieure à  $T_c$ . L'hydrogramme en S est obtenu en additionnant les ordonnées des hydrogrammes égaux à l'hydrogramme unitaire et dont les origines seront décalées de  $t_e$ .



4.I.3. Formulation analytique de l'hydrogramme unitaire :

Soit  $S(t)$  l'ordonnée du temps  $(t)$  de la courbe en  $S$  correspondant à la pluie nette de  $I$  mm/heure de durée  $\tau$ .  $U_\tau$  est l'ordonnée au temps  $t$  de hydrogramme unitaire  $U_\tau$  correspondant à l'intervalle  $\tau$ .

On a le débit au temps  $t$  correspondant à  $\tau_{\min}$  de pluie :

$$Q(t) = \frac{S(t) - S(t - \tau)}{\tau}$$

quant :  $\tau \longrightarrow 0$  :  $U(t) \longrightarrow U_0(t)$  hydrogramme unitaire

$$U_0 = \frac{dS(t)}{dt}$$

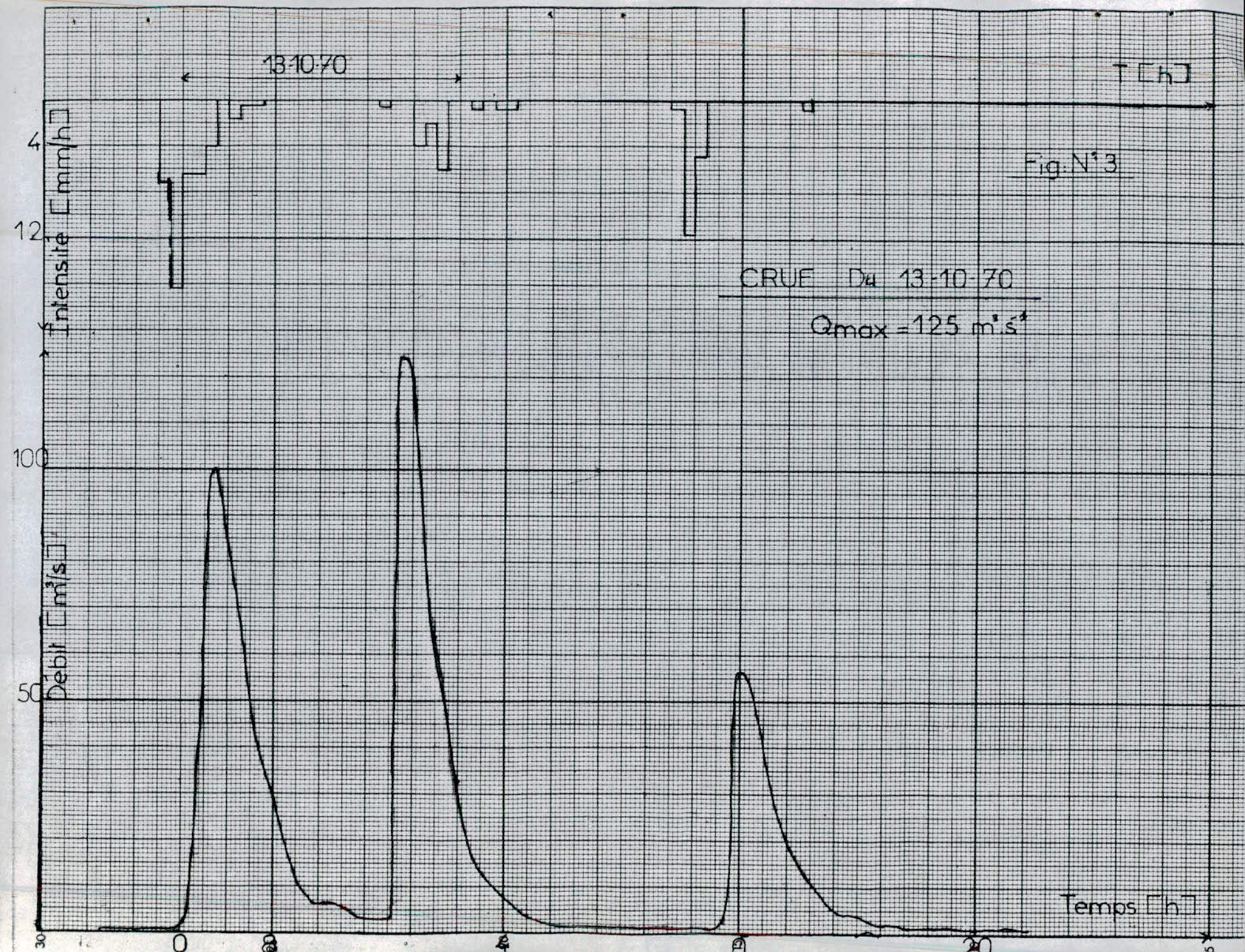
4.I.4. Détermination de l'hydrogramme unitaire du bassin versant d'El-Esnam :

Pour l'élaboration de l'hydrogramme unitaire du bassin d'El-Esnam, on a sélectionné des crues dont le ruissellement est généralisé surtout le bassin et ayant une forme simple.

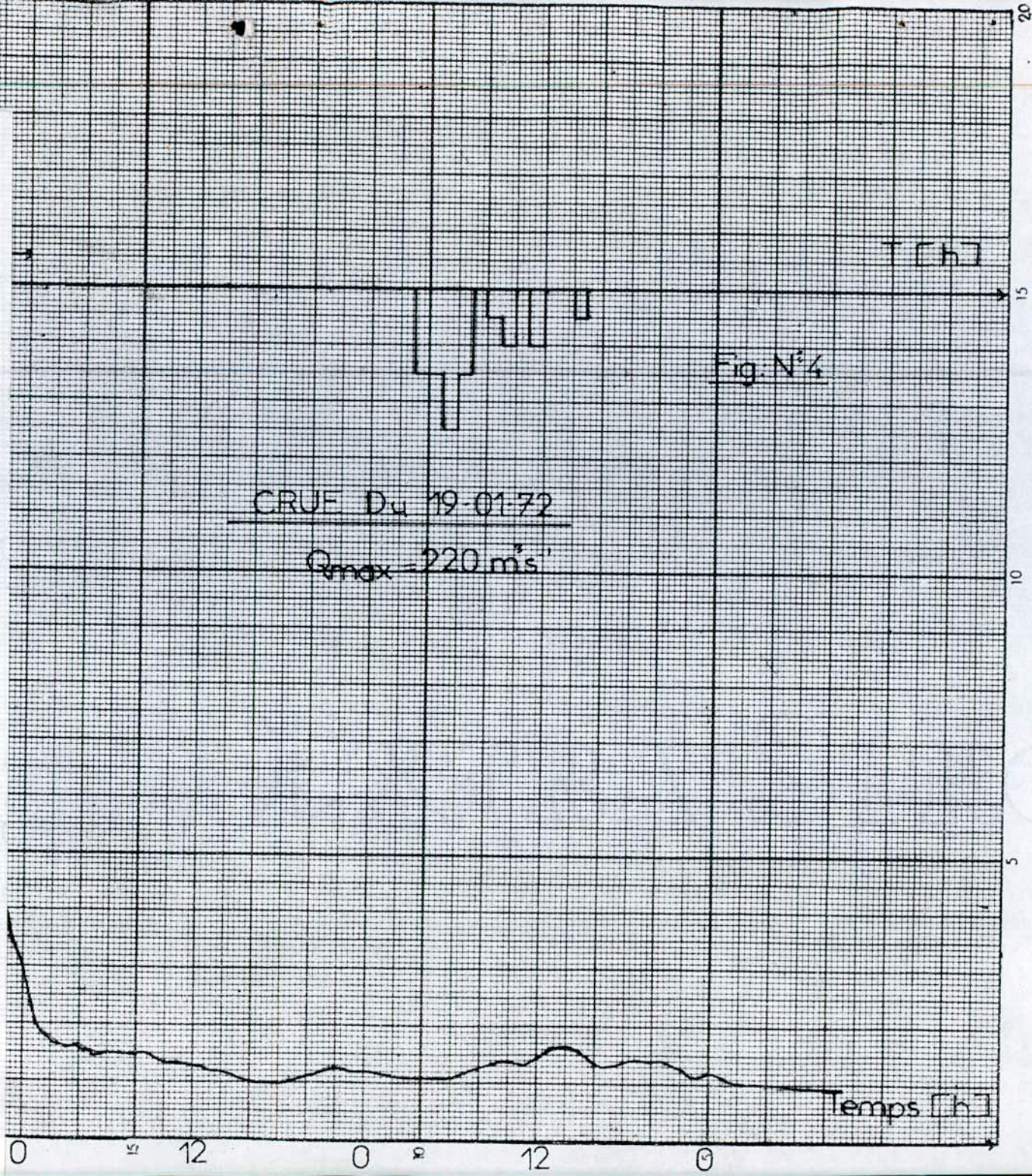
Les pluviographes utilisés sont Bordj-Okhriss et Akbou. Malheureusement les évènements averses/crués sélectionnés montrent toujours une discordance dans le temps entre l'hyétogramme de pluie et l'hydrogramme de ruissellement et parfois sur la forme même de l'hydrogramme de crues et du hyétogramme de pluie : voir fig. n° 3, 4 et 5.

On conclut que les stations pluviographiques considérées ne sont pas représentatives et de ce fait, on a déterminé l'hydrogramme unitaire de SYNDER.









CRUE Du 19-01-72

$Q_{max} = 220 \text{ m}^3/\text{s}$

Fig. N°4

Temps [h]



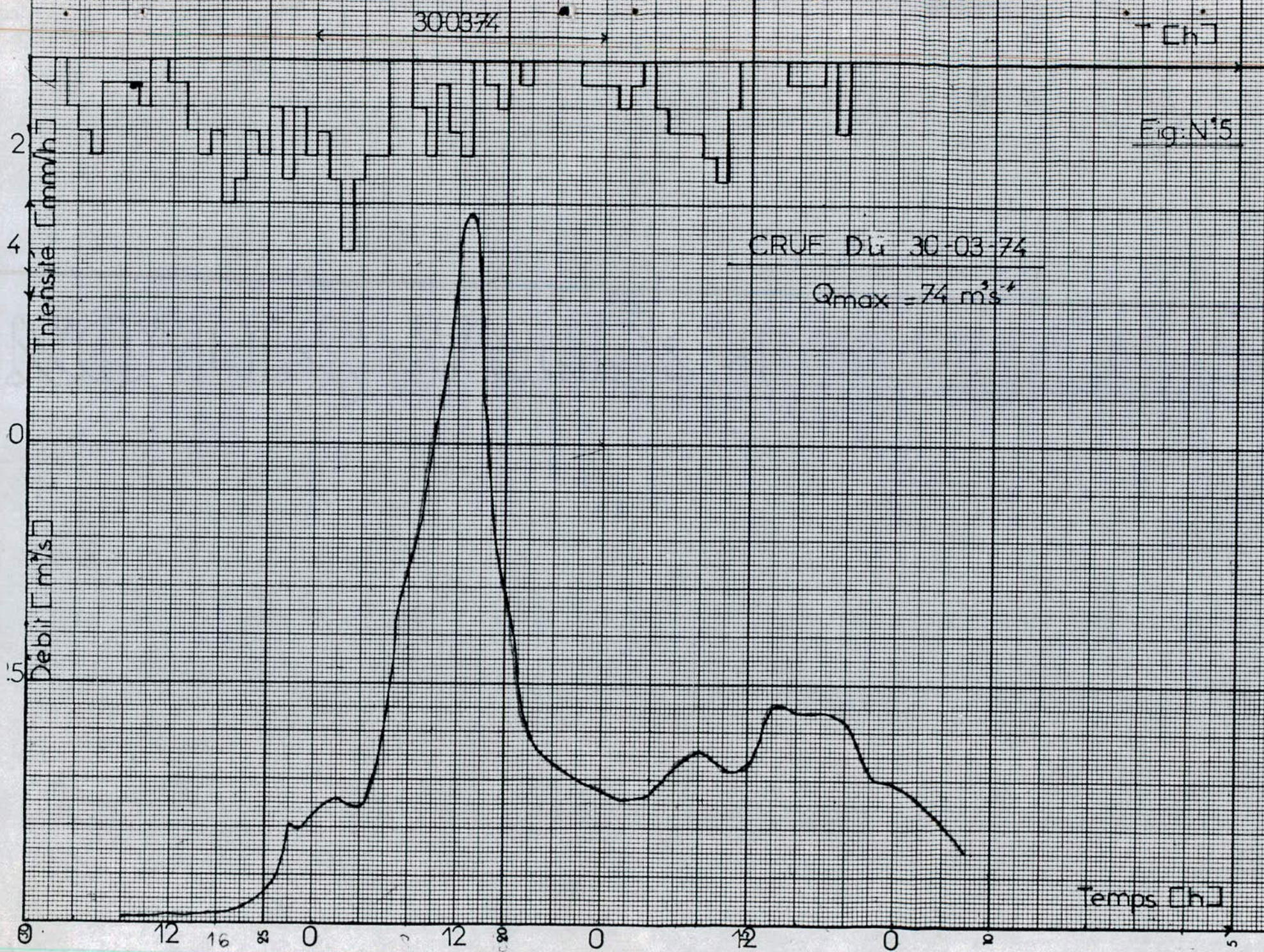


Fig: N°5

Temps [h]



4.2. Méthode de Synder :

Les paramètres de l'hydrogramme unitaire sont déterminés à partir des formules :

$$t_r = \frac{t_p}{5.5}$$

$$t_m = t_p + \frac{t_r}{2} = \frac{12 t_p}{11}$$

avec :  $t_m$  : temps de montée  
 $t_r$  : durée de la pluie efficace  
 $t_p$  : temps de réponse (temps qui se passe entre le centre de gravité de la pluie efficace et la pointe de crue)

4.2.I. Détermination de l'hydrogramme unitaire :

Pour la détermination de l'hydrogramme unitaire, nous avons sélectionné 5 crues dont le ruissellement a été jugé généralisé sur l'ensemble du bassin. Les caractéristiques de ces crues sont données dans le tableau ci-dessous :

N°	Date	Débit max. observé (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>r</sub> (m <sup>3</sup> )	L <sub>r</sub> (mm)	t <sub>m</sub> (h)	t <sub>b</sub> (h)
1	4/3/69	132	2.953	3.69	4	16
2	7/4/69	340	7.56	9.45	3	16
3	25/10/69	168	1.417	1.77	2	8
4	9/II/71	96	1.447	4.91	4	10
5	8/12/71	274	3.931	1.81	4	10

avec :  $V_r$  volume ruisselé  
 $L_r$  lame ruisselée  $L_r = \frac{V}{S}$   
 $t_m$  temps de montée  
 $t_b$  temps de base

Les hydrogrammes de crues rapportés à une lame d'eau ruisselée de  $I$  mm/h sont présentés dans la figure n° 6. L'hydrogramme unitaire adopté pour le bassin d'El-Esnam est l'hydrogramme médian qu'on représente dans la figure n° 7; à partir de cette figure, on tire les paramètres suivants :

$$t_m = 5 \text{ h} \quad \implies \quad t_p = 4.58 \text{ h}$$

d'où :  $t_r = 0,83 \text{ h}$

La durée de la pluie efficace est de l'ordre d'une heure.

#### 4.2.2. Etude pluviométrique :

##### a.- Pluie moyenne annuelle :

Les pluies moyennes annuelles sur les bassin versant de Koudiat - Affren et El-Esnam ont été déterminées à partir de la carte pluviométrique de CHAUMONT :

$$\text{El-Esnam : } \bar{P}_{an} = 585 \text{ mm}$$

$$\text{Koudiat-Affren : } \bar{P}_{an} = 613 \text{ mm}$$

##### b.- Pluie maximale journalière :

Pour le calcul des pluies journalières maximales, nous avons considéré les données de la station pluviométrique d'El-Esnam, la seule station dans le bassin disposant d'une série de données longue et se trouvant près du site du barrage étudié.



Fig-N°6

- crue 4-3-69
- crue 7-4-69
- crue 25-10-69
- crue 9-11-71
- crue 8-12-71

Debit [m³/s]

20

80

60

Temps [h]

2 4 6 8 10 12 14 16

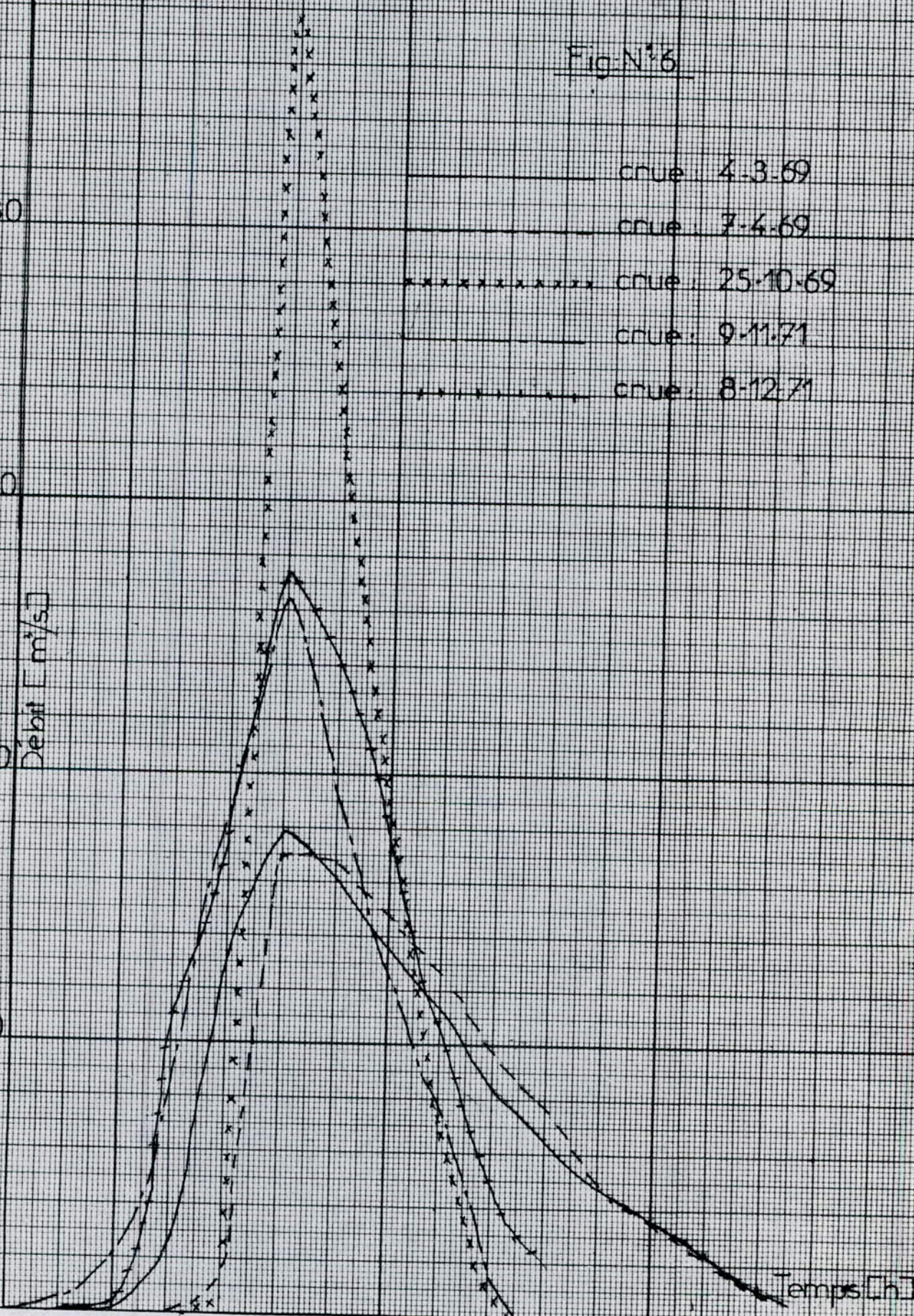
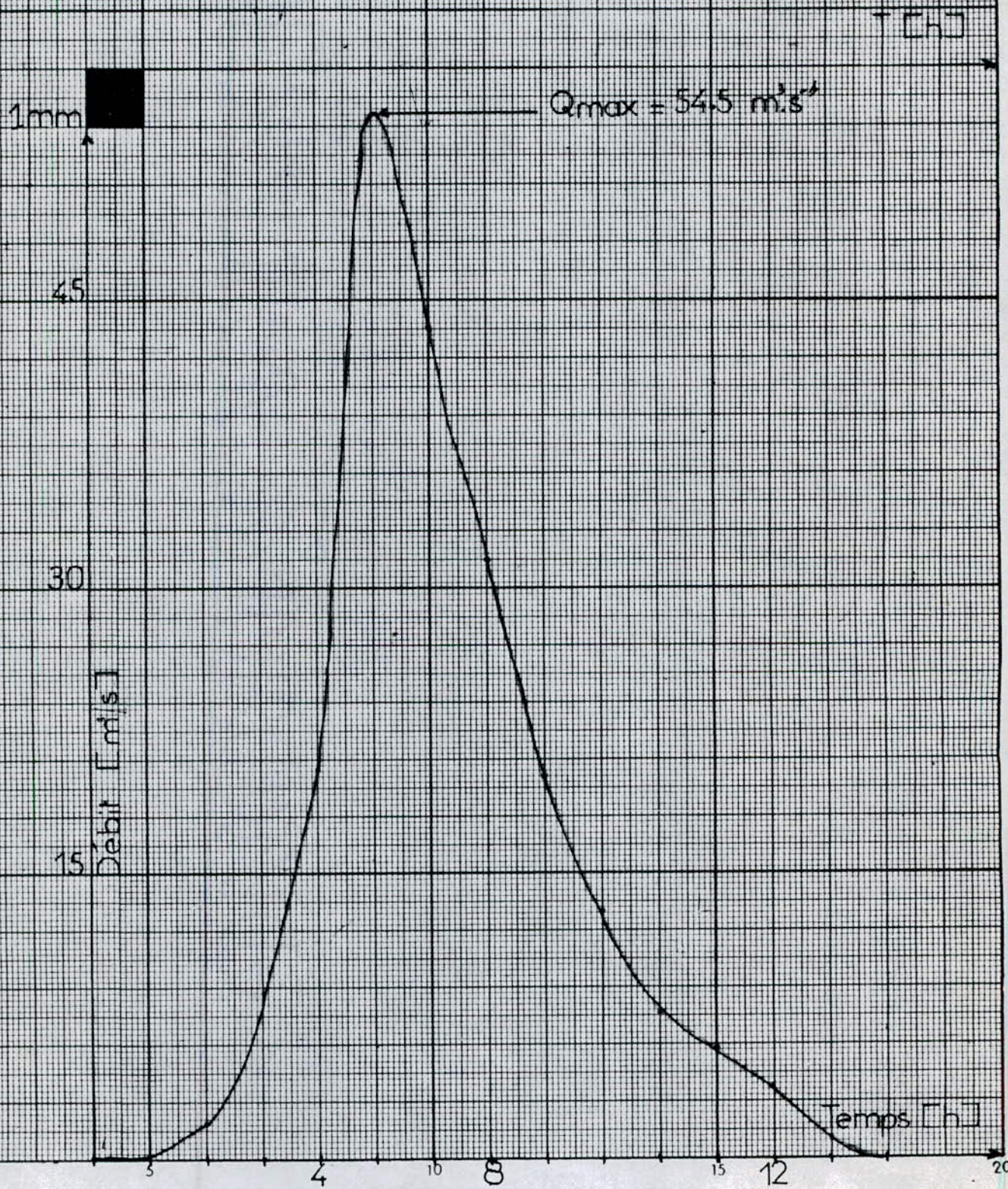




Fig. N°7

HYDROGRAMME UNITAIRE





Les pluies journalières maximales annuelles de la station d'El-Esnam ajustée en loi de GUMBEL (voir figure n° 8) a donné les résultats suivants :

$$P_j 10 = 57 \text{ mm}$$

$$P_j 1000 = 118 \text{ mm}$$

$$P_j 5000 = 138.7 \text{ mm}$$

$$P_j 10.000 = 147.73 \text{ mm}$$

c.- Pluie de courte durée :

Les pluies de courtes durées pour différentes fréquences sont obtenues par la loi "Intensité - durée - fréquence" suivante :

$$P_F(t) = P_F(24) \cdot \frac{t^{0,4}}{3}$$

où :  $P_F(t)$  : est la pluie de durée t en heures, pour une fréquence F

$P_F(24)$  : est la pluie journalière pour la même fréquence.

d.- Pluie de durée égale au temps de concentration :

d.I. Temps de concentration :

≡ Définition :

Le temps de concentration d'un bassin est la durée nécessaire pour qu'une goutte tombant sur le point hydrologiquement le plus éloigné de l'exutoire pour atteindre celui-ci.

Le temps de concentration du bassin d'El-Esnam est calculé par la formule de GIANDOTTI qui s'exprime comme suit :

$$T_c = \frac{4 \sqrt{S} + 1.5 L}{0.8 \sqrt{H_{\text{moy.}} - H_{\text{min.}}}}$$



I.N.R.H

HYDROLOGIE

Station : EL-ESNAM

Code : 15-02-04

Moyenne : 34.34

Ecart.type : 14.94

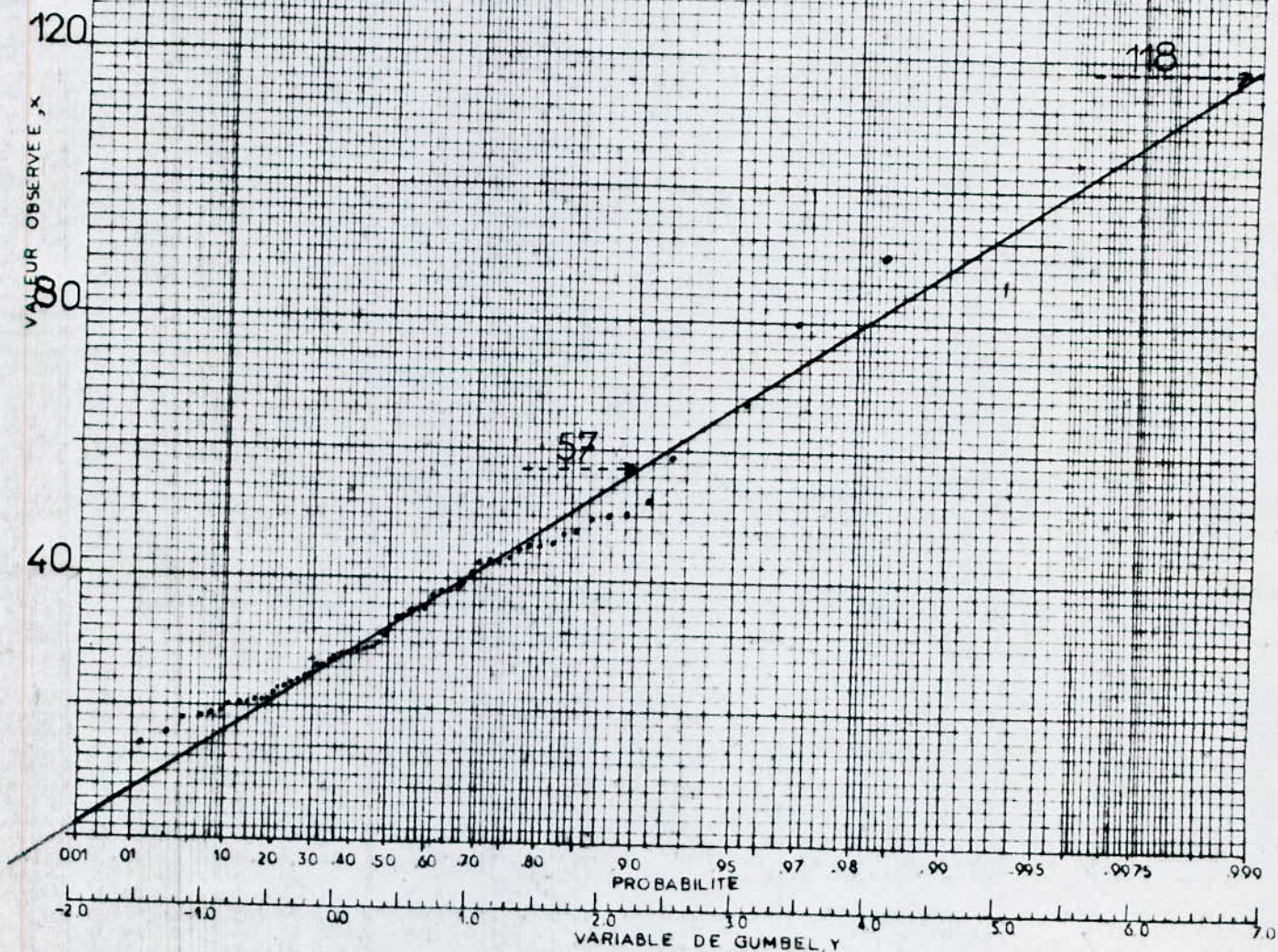
N°

8 p 17

PERIODE DE RETOUR

Fig N°8

Ajustement à une loi de Gumbel des  
pluies journalières maximales



Graphe N° :



avec :  $T_c$  : temps de concentration (h)  
 $S$  : superficie du bassin versant ( $\text{km}^2$ )  
 $L$  : longueur du thalweg principal (km)  
 $H_{\text{moy}}$  : altitude moyenne du bassin (m)  
 $H_{\text{min}}$  : altitude minimale du bassin (m)

On obtient :  $T_c = 12 \text{ h}$

Les crues exceptionnelles du bassin versant d'El-Esnam seront donc provoquées par des averses de durée égale à 12 heures.

d.2. Les pluies de différentes fréquences de durée 12 h sont :

Pluie décennale de durée 12 h est  $P_{10}(12) = 51.3 \text{ mm}$   
pluie millénale de durée 12 h est  $P_{1000}(12) = 106.3 \text{ mm}$   
pluie cinq millénale de durée 12 h est  $P_{5000}(12) = 124.96 \text{ mm}$   
pluie dix millénale de durée 12 h est  $P_{10000}(12) = 133.05 \text{ mm}$ .

4.2.3. Hyétogramme d'averse de projet et crues résultantes:

a.- Détermination des pluies nettes :

Pour le calcul des pluies nettes, on considère un déficit de 13.5 mm pour la première heure, puis 0.5 mm pour les heures qui suivent.

Les pluies nettes obtenues pour différentes fréquences sont présentés dans les tableaux N°1 et N°2.

b.- Estimation des crues de projets :

A partir des pluies nettes obtenues, nous avons construit trois types d'hyétogramme que nous présentons dans le Tableau N°3



Pour chaque hyetogramme de pluies et en fonction des ordonnées de l'hydrogramme unitaire-Voir Figure N°7 et tableau N° 4 - nous avons calculé, l'hydrogramme de crues correspondant.

Le hyétogramme à dissymétrie positive a fourni la plus forte pointe de crues, ce qui se conçoit facilement en effet au début de l'averse, l'intensité étant faible elle contribue à saturer le sol et quand se produit la forte intensité elle couvre le sol déjà saturé, elle ruisselle alors en forte proportion. La crue résultante est très pointue, son débit maximum est élevé.

Les débits de crues obtenus sont valables pour le bassin d'El-Esnam, ils sont transportés au bassin de Koudiat-Affren par un rapport de surface K.

$$K = \frac{\text{surface du bassin versant de Koudiat-Affren}}{\text{surface du bassin versant d'El-Esnam}}$$

$$K = 0.85$$

T	periode de retour	10	1000	5000	10.000
Q <sub>max</sub>	El-Asnam	835	2446	2990	3226
m <sup>3</sup> /s	Koudiat Affren	710	2079	2543	2742

Les hydrogrammes de crues sont présentés dans les figures n° 9, 10, 11 et 12.

	T = 10 ans				T = 1000 ans			
Temps [h.]	$R_p$ [mm]	D [mm]	$R_N = R_p - D$ [mm]	$R_N - R_{N-1}$ [mm]	$R_p$ [mm]	D [mm]	$R_N = R_p - D$ [mm]	$R_N - R_{N-1}$ [mm]
1	19.	13.5	5.5	5.5	39.3	13.5	25.8	25.8
2	25.1	14.	11.1	5.6	51.9	14.	37.9	12.1
3	29.5	14.5	15.	3.9	61.	14.5	46.5	8.6
4	33.1	15.	18.1	3.1	68.5	15.	53.5	7.
5	36.2	15.5	20.7	2.6	74.9	15.5	59.4	5.9
6	38.9	16.	22.9	2.2	80.5	16.	64.5	5.1
7	41.4	16.5	24.9	2.	85.7	16.5	69.2	4.7
8	43.7	17.	26.7	1.8	90.4	17.	73.4	4.2
9	45.8	17.5	28.3	1.6	94.7	17.5	77.2	3.8
10	47.7	18.	29.7	1.4	98.8	18.	80.2	3.6
11	49.6	18.5	31.1	1.4	102.7	18.5	84.2	3.4
12	51.3	19.	32.3	1.2	106.3	19	87.3	3.1

Tableau : N° 1



	T = 5.000 ans				T = 10.000 ans			
Temps [h]	$R_B$ [mm]	D [mm]	$R = R_B - D$ [mm]	$R - R_{n-1}$ [mm]	$R_B$ [mm]	D [mm]	$R = R_B - D$ [mm]	$R - R_{n-1}$ [mm]
1	46.25	13.5	32.75	32.75	43.24	13.5	35.74	35.74
2	61.03	14.	47.03	14.28	64.98	14.	50.98	15.24
3	71.77	14.5	57.27	10.24	76.42	14.5	61.92	10.94
4	80.53	15.	65.53	8.26	85.74	15.	70.74	8.82
5	88.04	15.5	72.54	7.01	93.74	15.5	78.24	7.5
6	94.70	16.	78.70	6.16	100.83	16.	84.83	6.59
7	100.73	16.5	84.23	5.53	107.24	16.5	90.74	5.91
8	106.25	17.	89.25	5.02	113.13	17.	96.13	5.96
9	111.38	17.5	93.88	4.63	118.59	17.5	101.09	4.96
10	111.17	18.	98.17	4.29	123.69	18.	105.69	4.6
11	120.69	18.5	102.19	4.02	128.5	18.5	110.	4.31
12	124.96	19.	105.96	3.77	133.05	19.	114.05	4.05

Tableau : N°2

tableau: N°3

hyéogramme à dyssemetrie négative					hyéogramme symetrique				hyéogramme à dyssemetrie positive			
T [ans] T [h]	T=10	T=1000	T=5000	T=10000	T=10	T=1000	T=5000	T=10000	T=10	T=1000	T=5000	T=10000
1	1.2	3.1	3.8	4.	1.4	3.6	4.3	4.4	1.2	3.1	3.8	4.
2	1.8	4.2	5.	5.4	1.8	4.2	5.	5.4	1.4	3.6	4.3	4.4
3	2.6	5.9	7.	7.5	2.6	5.9	7.	7.5	1.6	3.8	4.6	5.2
4	5.6	25.8	32.7	35.7	3.1	7.	8.3	8.8	1.8	4.2	5.	5.4
5	5.5	12.1	14.3	15.1	5.5	12.1	14.3	15.1	2.	4.7	5.5	5.9
6	3.9	8.6	10.2	11.1	5.6	25.8	32.7	35.7	2.2	5.1	6.2	6.6
7	3.1	7.	8.3	8.8	3.9	8.6	10.2	11.1	2.6	5.9	7.	7.5
8	2.2	5.1	6.2	6.6	2.2	5.1	6.2	6.6	5.6	25.8	32.7	35.7
9	2.	4.7	5.5	5.9	2.	4.7	5.5	5.9	5.5	12.1	14.3	15.1
10	1.6	3.8	4.6	5.2	1.6	3.8	4.6	5.2	3.9	8.6	10.2	11.1
11	1.4	3.6	4.3	4.4	1.4	3.4	4.	4.3	3.1	7.	8.3	8.8
12	1.4	3.4	4.	4.3	1.2	3.1	3.8	4.	1.4	3.4	4.	4.3



Tableau: N°4

Temps [h]	H.U Snyder	T=10 [ans]	T=1000 [ans]	T=5000 [ans]	T=10.000 [ans]	Isochrones
1	0.2	1.2	3.1	3.8	4.	2.3
2	2.	1.4	3.6	4.3	4.4	4.69
3	8.8	1.6	3.8	4.6	5.2	4.68
4	20.6	1.8	4.2	5.	5.4	2.25
5	54.5	2.	4.7	5.5	5.9	4.67
6	43.6	2.2	5.1	6.1	6.6	9.74
7	31.4	2.6	5.9	7.	7.5	11.32
8	20.	5.6	25.8	32.7	35.7	12.84
9	12.8	5.5	12.1	14.3	15.1	25.34
10	7.6	3.9	8.6	10.2	11.1	21.1
11	5.8	3.1	7.	8.3	8.8	1.11
12	4.	1.4	3.4	4.	4.3	X

Tc = 12h

Tc = 11h



Fig. N°9

# CRUE DECENNALE

Temps [h]

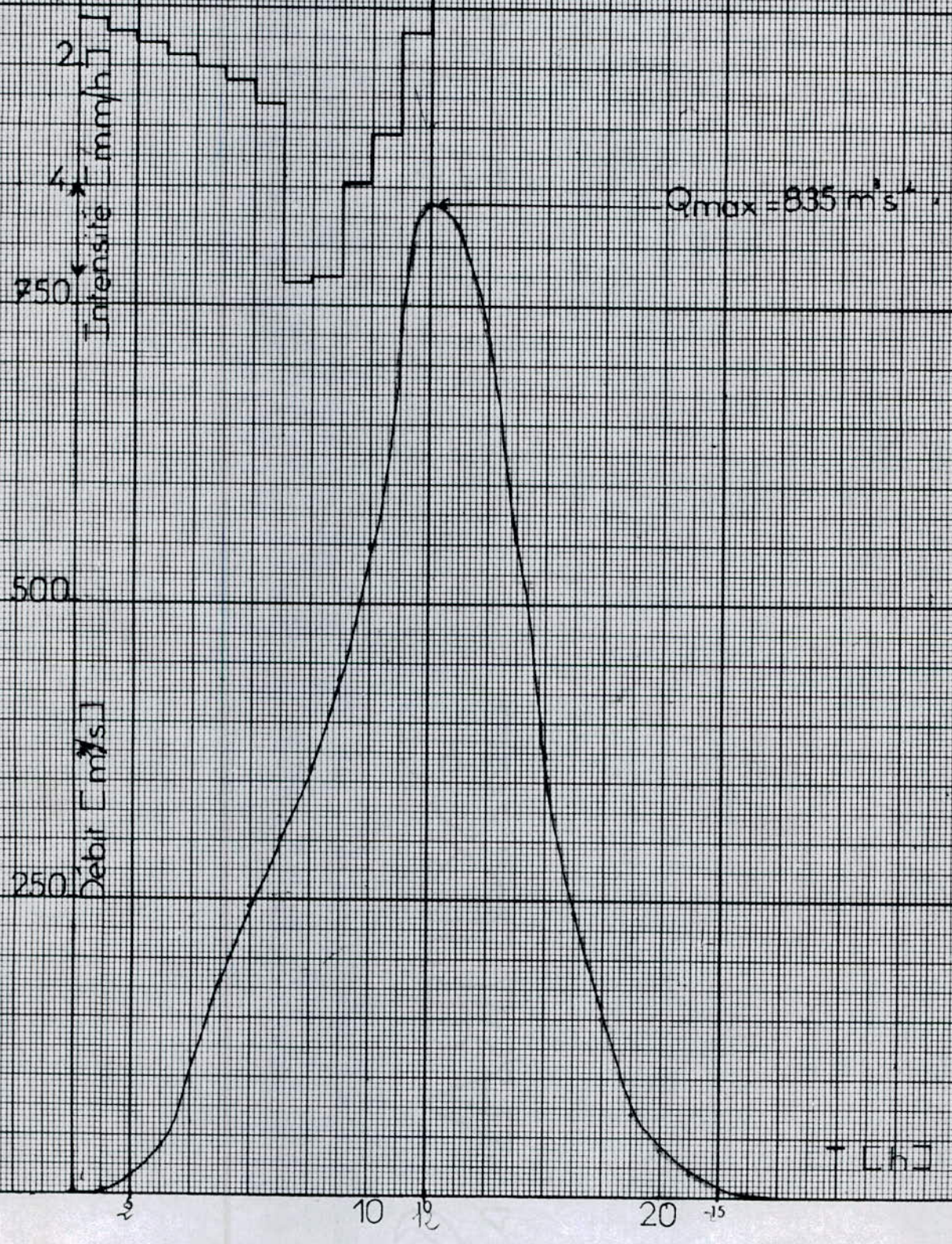




Fig. N°10

CRUF MILLENALE

Temps [h]

Intensité [mm/h]  
15  
2500  
30

$Q_{max} = 2446 \text{ m}^3/\text{s}$

1250

Débit [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

T [h]

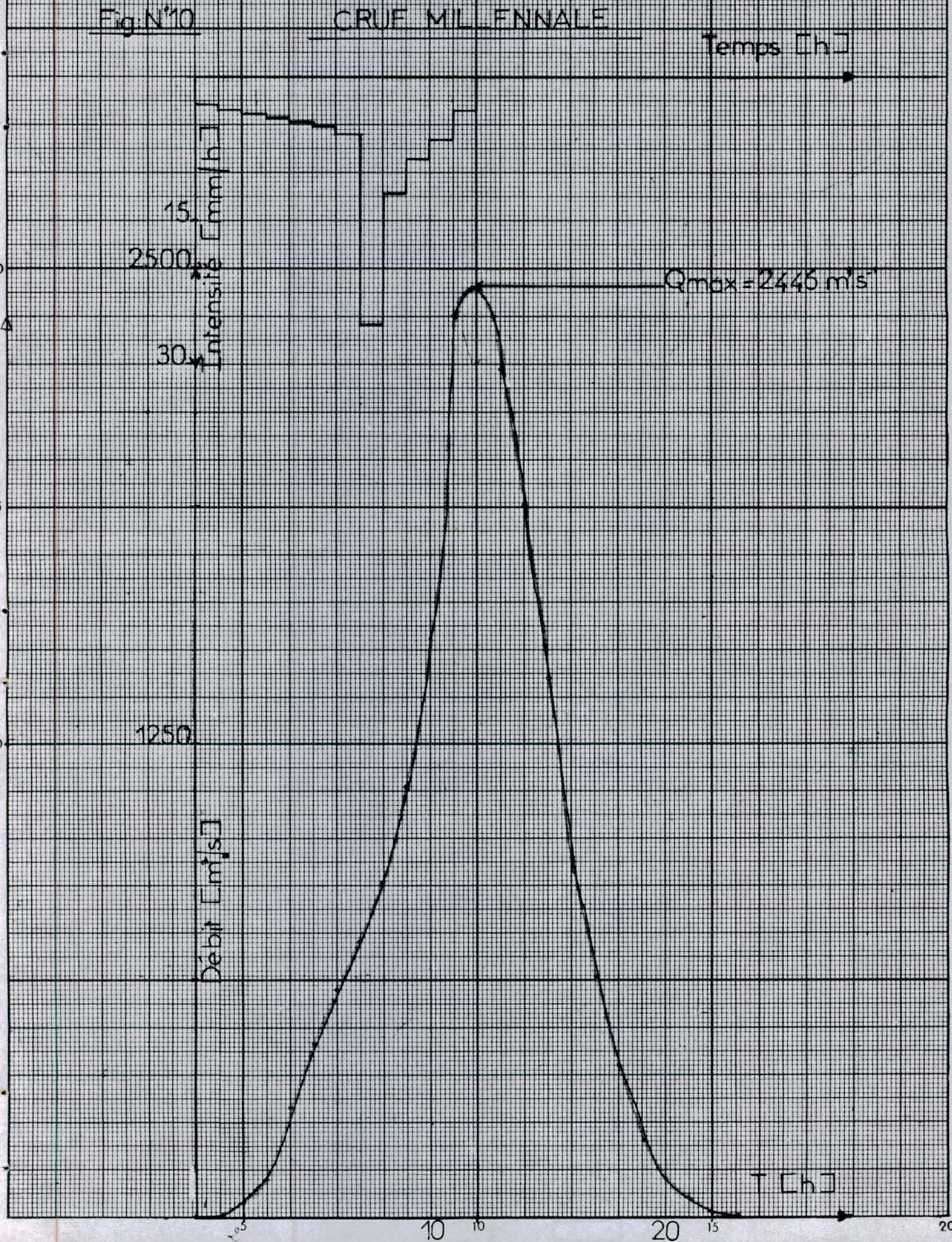




Fig. N°11

CRUE CINQ MILLENAIRE

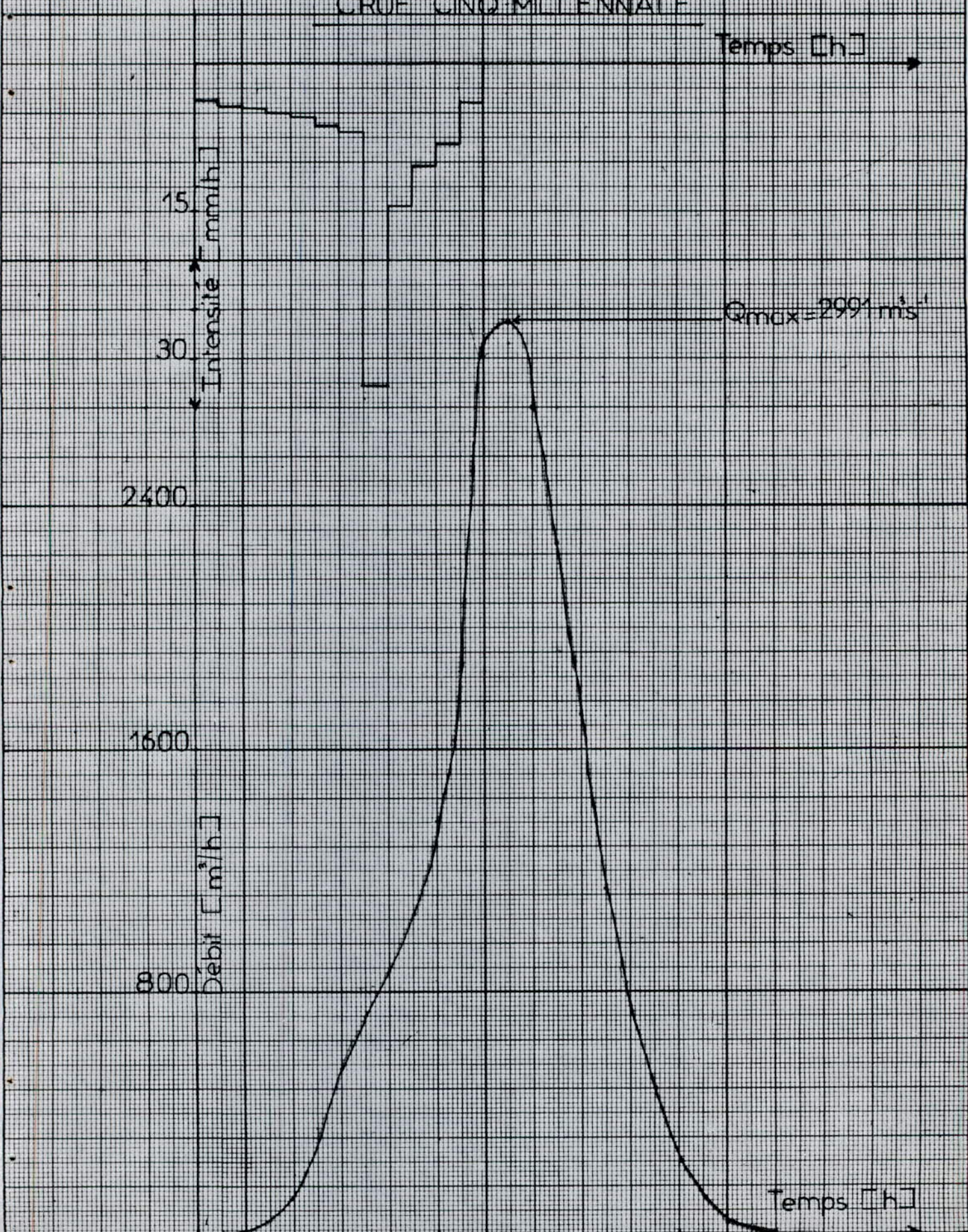




Fig N°12

CRUE DIX-MILLENNALE

Temps [h]

25

20

15

10

5

15

30

2550

1700

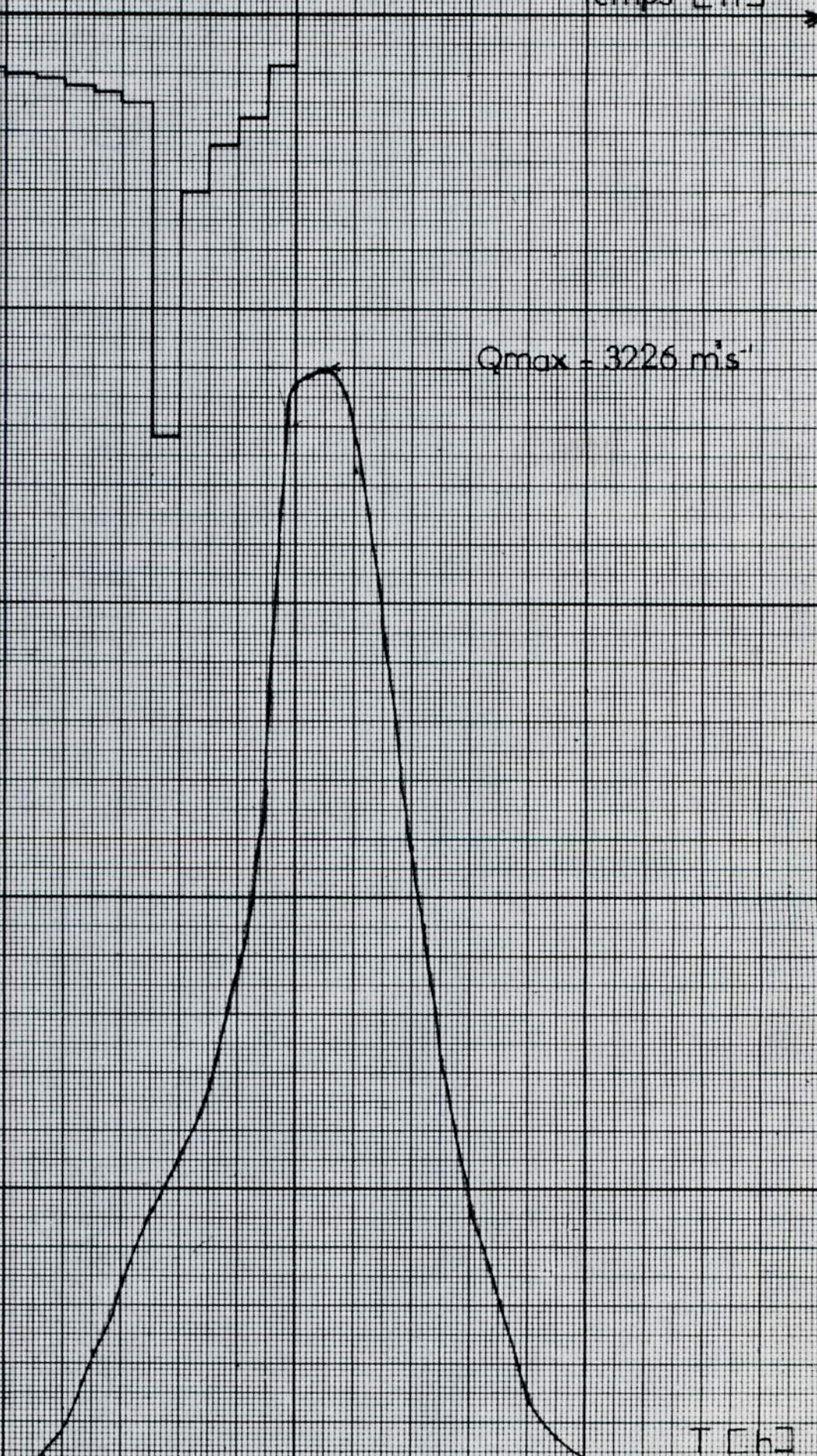
850

Intensité [mm/h]

Débit [m³/s]

$Q_{max} = 3226 \text{ m}^3/\text{s}$

T [h]





### 4.3. Méthode Isochrone:

#### 4.3.1. Principe de la méthode :

On applique cette méthode pour le bassin versant de Koudiat - Affren de superficie 682 km<sup>2</sup>. (Voir fig. n° 2).

\* Détermination de l'opérateur de transformation :

Cette méthode est basée sur une interprétation génétique du ruissellement et se trouve à l'origine des développements théoriques de beaucoup de modèles déterministes du type :

$$Q(r) = Kpq(r)$$

où : P : pluie nette engendrant le ruissellement (mm)

q(r) : opérateur de transformation "pluie - débit"

K : coefficient sans dimension, il est égale à 10<sup>3</sup>S/T

où S est la surface (km<sup>2</sup>) et T le temps exprimé en secondes.

L'hydrogramme de la crue est donné par l'intégral de convolution:

$$Q(t) = \int_0^t P(t) \frac{da}{dr} dt$$

où : P(t) : pluie nette (mm)

$\frac{da}{dr}$  : est la distribution des aires unitaires de ruissellement jouant le rôle d'opérateur de transformation. On donne sa présentation graphique dans la figure n° I3.

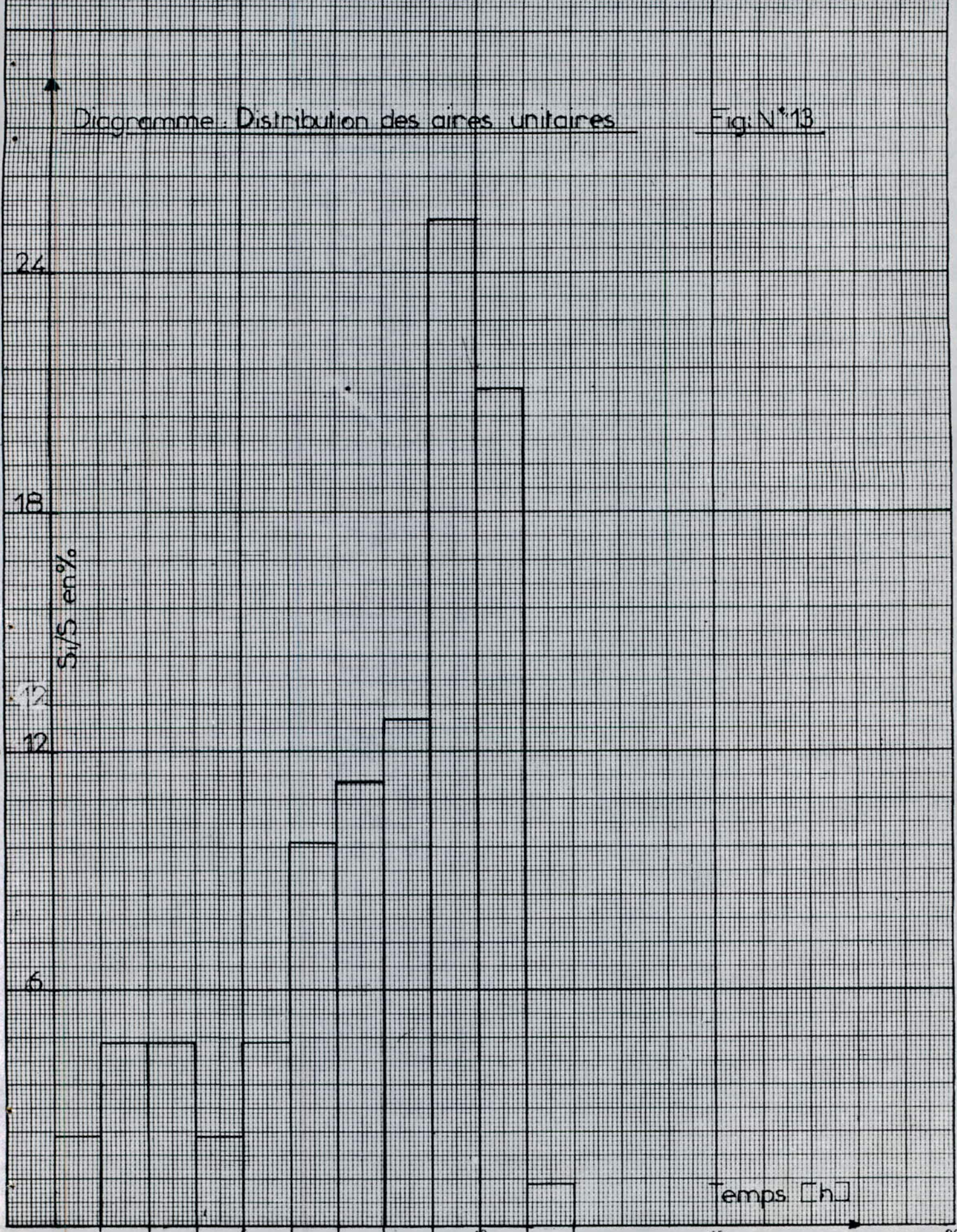
#### 4.3.2. Temps de concentration :

Le temps de concentration du bassin de Koudiat-Affren déterminé par la formule de GIANDOTTI est de 11 h.



Diagramme : Distribution des aires unitaires

Fig: N°13





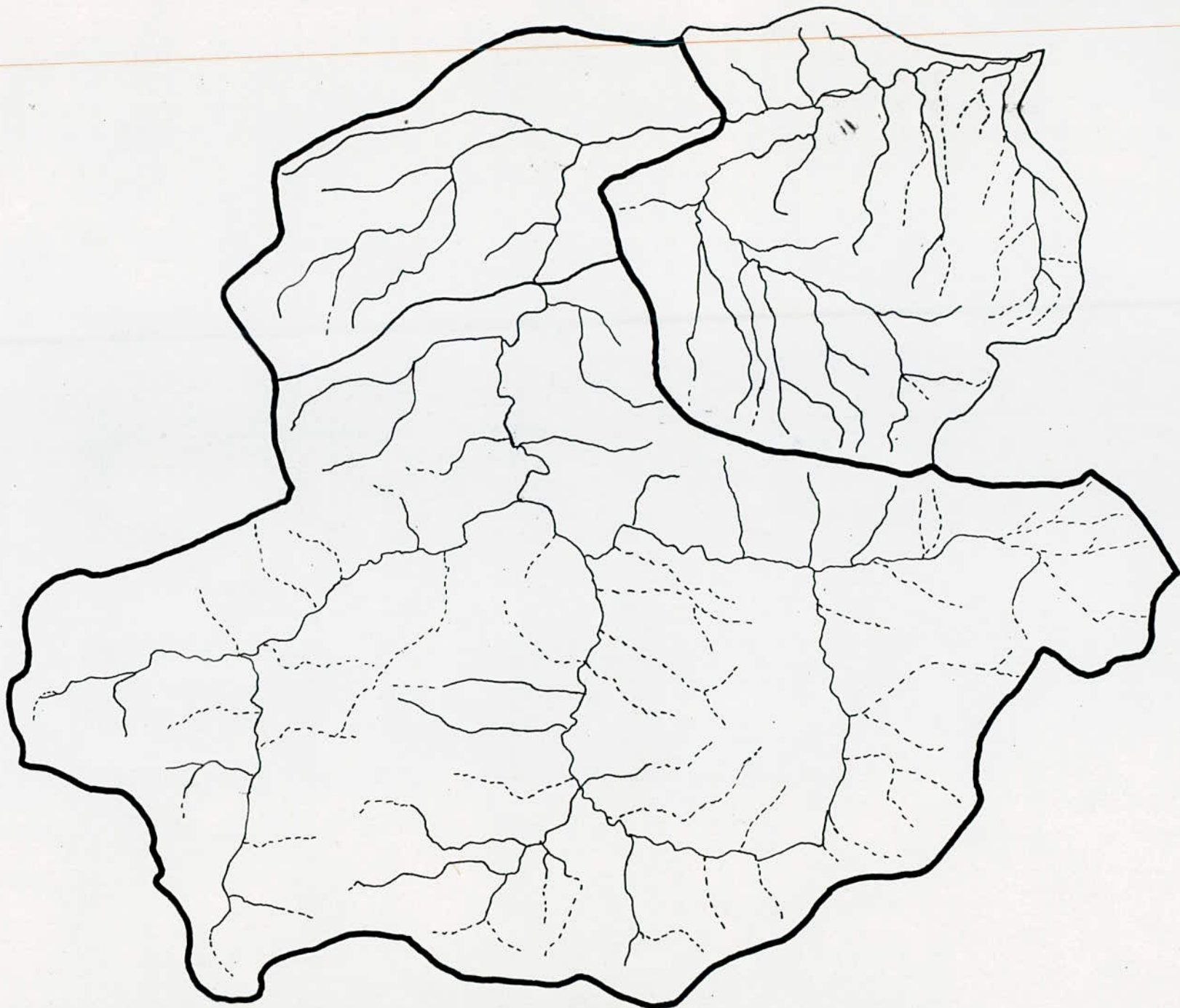


Fig:2 B.V EL ASNAM



4.3.3. Estimation des crues :

L'hydrogramme de la crue est étroitement lié à la surface, à la forme du bassin et à son réseau hydrographique, ce que nous avons traduit par le diagramme des distributions des aires unitaires. Voir figure n° 13, il est lié à la forme des hyétogrammes l'engendrant c'est à dire à sa répartition dans le temps.

Les hyétogrammes de pluies obtenus pour le bassin d'El-Esnam ont été reconduits pour le calcul des crues de projets pour le bassin de Koudiat-Affren, compte tenu du fait que les deux bassins sont soumis aux mêmes conditions climatiques:

Koudiat-Affren (superficie :  $682 \text{ km}^2$ ;  $\bar{P}_{an} = 613 \text{ mm}$ )

El-Esnam (superficie :  $800 \text{ km}^2$ ;  $\bar{P}_{ab} = 585 \text{ mm}$ )

Par un produit de convolution (\*), nous obtenons les débits de pointes pour différentes fréquences au site de Koudiat-Affren.

T : période de retour (ans)	10	1000	5000	10.000
$Q_{max.}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	680	2123	2614	2829

Les hydrogrammes de crues sont présentés dans les figures n° 14, 15, 16 et 17.

---

\*(\*) - Entre les ordonnées du diagramme des distributions des aires unitaires et des hyétogrammes de pluies".



Fig. N°14

CRUE - DECENNALE





Fig. N°15

CRUE - MILLENALE

Temps [h]

Intensité [mm/h]  
1800

1200

600

Débit [m³/s]

$Q_{max} = 2123 \text{ m}^3/\text{s}$

T [h]

5

10

20

20

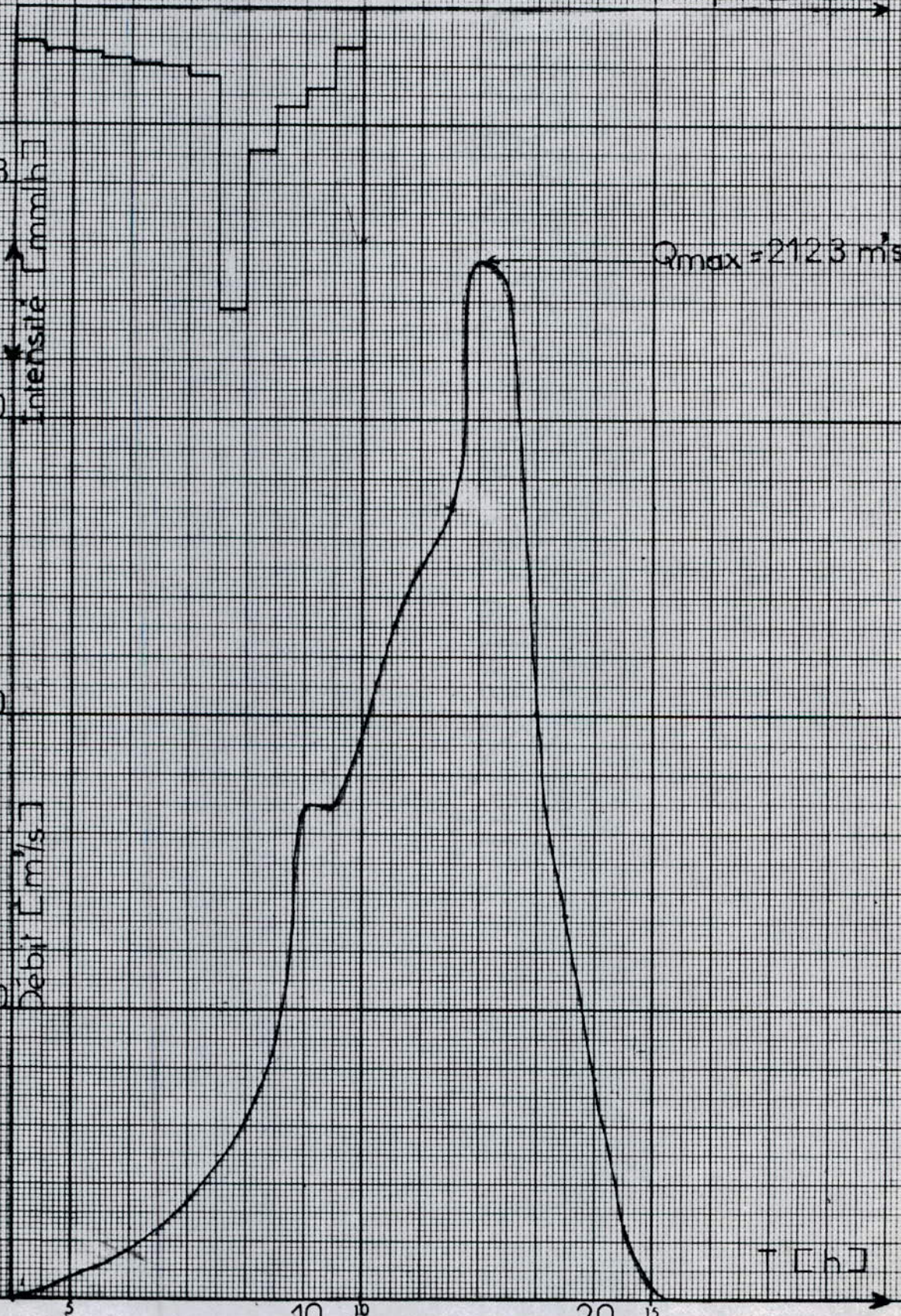




Fig. N°16

CRUE CINQ-MILLENALE





Fig. N°17

CRUE DIX-MILLENALE

Temps [h]

25

20

15

10

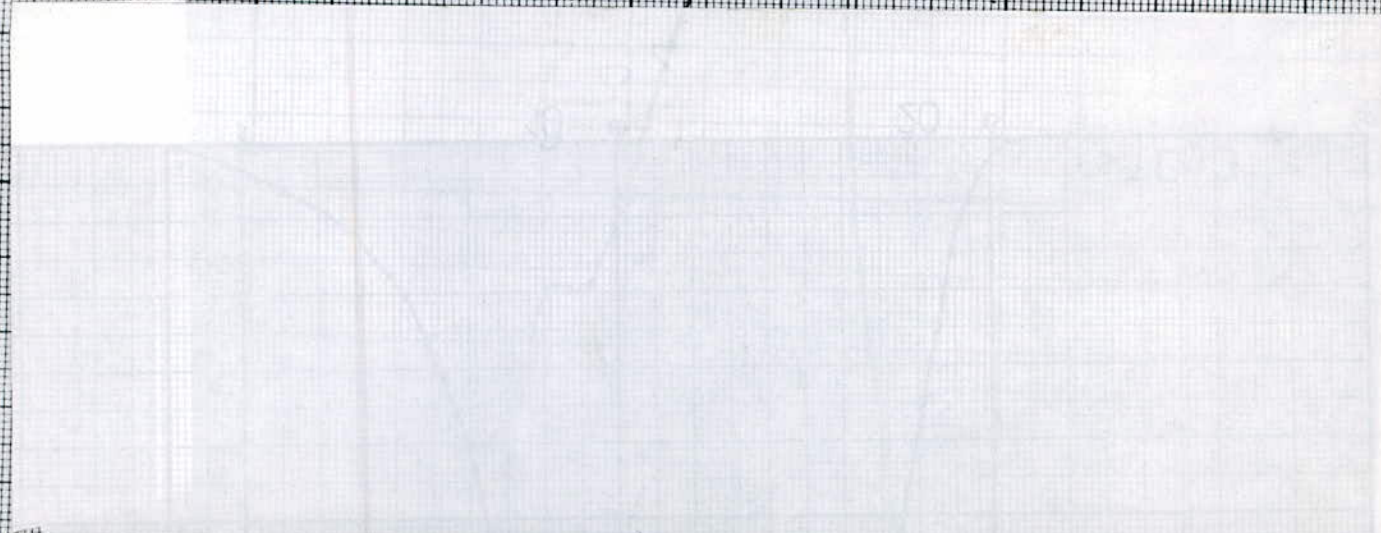
15

3000

30

Intensité [mm/h]

$Q_{max} = 2830 \text{ m}^3/\text{s}$





4.4. Formules empiriques :

Pour corroborer les résultats obtenus par la méthode de SNYDER et la méthode des isochrones, on a jugé utile d'employer quelques formules empiriques.:

4.4.1. Formule de MALLET - GAUTIER :

$$Q_{\max.} = 2 K_0 \text{ Log } (I + AP_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{I + 4 \text{ Log } T - \text{Log } S}$$

- où :
- K : coefficient qui varie de 2 à 3 (adopté à 2.6)
  - A : coefficient qui varie de 20 à 30 (adopté à 30)
  - P<sub>0</sub> : pluie moyenne annuelle (m)
  - S : superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)
  - L : longueur du thalweg principal (km)
  - T : période retour (ans)

T : période de retour (ans)	10	1000	5000	10.000
Q <sub>max.</sub> (m <sup>3</sup> /s)	--	2213	2499	2612

N.B.: Cette formule ne s'applique en principe que pour la crue centennale.

4.4.2. Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{\max.} = \frac{277.C.R.h.S}{K.T_c}$$

- où :
- T<sub>c</sub> : temps de concentration (h)
  - S : superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)
  - h : hauteur de pluie pendant T<sub>c</sub> (m)
- C, R et K : sont des coefficients dépendant de la surface du bassin versant. Ils sont respectivement égaux à 0.4, 8 et 4.5 pour le bassin versant de Koudiat - Affren.



T : période de retour (ans)	10	1000	5000	10.000
Débit max. (m <sup>3</sup> /s)	627	1298	1526	1625

#### 4.4.3. Formule de BELBACHIR - LAFFITE :

BELBACHIR - LAFFITE donnent une relation entre la superficie du bassin versant et la crue de projet pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues :

$$Q_{\max.} = S \cdot 10^{0,67} - S \cdot 10^{-4}$$

$$Q_{\max.} = 2726 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.4.4. Enveloppe de CHAUMONT :

L'enveloppe de CHAUMONT donne les débits de crues en fonction des superficies des bassins versants mais seulement pour des périodes de 10 à 1000 ans :

$$Q_{10} = 860 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1000} = 2700 \text{ m}^3/\text{s}$$

On note que l'abaque de Mr. CHAUMONT est élaboré et conçu pour des régions climatiques très défavorables (région pluvieuse, bassin versant de forme circulaire avec un réseau hydrographique très dense, de forte pente et à grande vitesse de concentration). En général, il donne des débits trop élevés par rapport à la réalité.



4.5. Conclusion :

Dans le tableau ci-dessous, on récapitule les différents résultats obtenus.:

Méthodes	T = 10 ans	T = 1000 ans	T = 5000 ans	T = 10.000 ans
Hydrogramme unitaire de SYNDER	710	2079	2543	2742
Isochrones	680	2123	2614	2829
MALLET-GAUTTIER	-	2213	2499	2612
GIANDOTTI	627	1298	1526	1625
BELBACHIR-LAFFITE		2726		
Enveloppe de CHAUMONT	860	2700		

A l'exception de la formule de GIANDOTTI, toutes les autres méthodes montrent une concordance dans les résultats obtenus. Pour cette étude, on adoptera les résultats obtenus par la méthode des "Isochrones".



Pour différents barrages étudiés et réalisés en Algérie au cours des dernières années, il est admis que l'on retiendrait pour les digues les prescriptions suivantes :

- La crue cinq millénaire doit être évacuée en toute sécurité en maintenant une revanche suffisante face aux vagues dans la retenue et aux tassements possibles de la digue en cas de seismes. Cette revanche n'est pas inférieure à 2m.

- Il convient de s'assurer que si la revanche ultime est utilisée, le plan d'eau montant au delà des plus hautes eaux pour atteindre le couronnement de la digue, la crue dix millénaire peut être évacuée avec peut être quelques dégats, mais sans que soit mise en cause la sécurité du barrage.

- Au niveau de l'étude comparative des variantes le projet de l'évacuateur a été effectué en admettant les pointes des crues suivantes résultant de l'étude hydrologique :

- Crue Cinq Millénaire : 2620 m<sup>3</sup>/s

• - Crue Dix Millénaire : 2830 m<sup>3</sup>/s

- Les différentes solutions d'évacuateur ont été étudiées en tenant compte du laminage de la crue créée par la retenue.



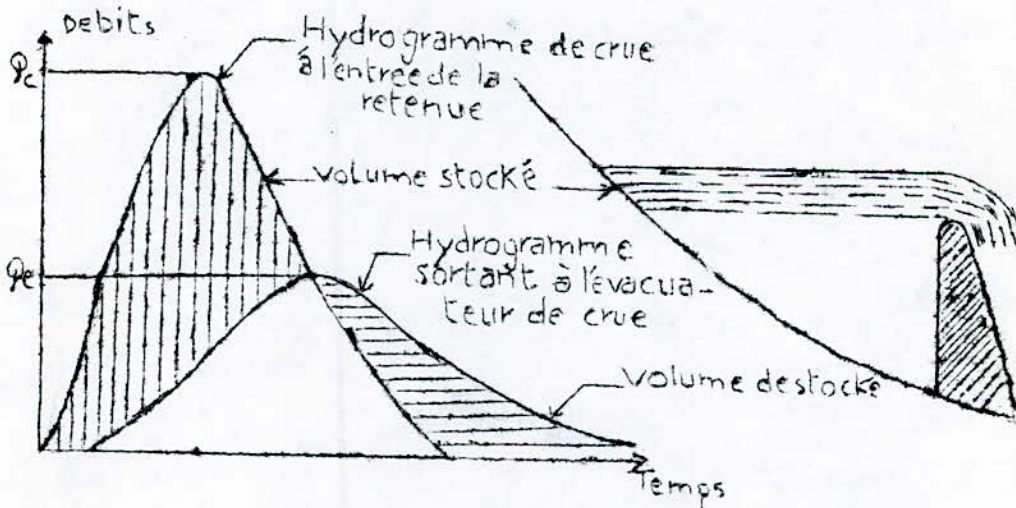
III.6.-LAMINAGE DES CRUES :

- L'étude du laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue ( longueur déversante) étant fixées à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue étant fixées à priori.

- L'effet du laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de la crue entrant dans la retenue de la capacité d'évacuation du déversoir de crue et de la forme de la parti supérieure de la retenue.

- Les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans la tranche disponible entre la cote du deversoir et celle des plus hautes eaux.

- L'étude du laminage doit être faite dans les conditions les plus défavorable de laminage C.A.D que le plan d'eau dans la retenue se situe à la cote normale de retenue.



- Le mecanisme du laminage peut être traduit rigoureusement par l'équation différentielle :

$$Q_c ( t ) dt = Q_e ( t ) dt + A ( Z ) dZ$$

élément de volume entrant
élément de volume sortant
variation de volume dans la retenue



METHODE DE CALCUL DU LAMINAGE DE CRUES

EPURE DE BLACKMORE :

L'étude du laminage peut être effectuée par la méthode graphique de Blackmore dont le principe est le suivant

- Pendant un intervalle de temps  $\Delta t$ , la variation du volume d'eau stockée  $\Delta V$  se traduit par l'expression :

$$\Delta V = \Delta t (Q_c - Q_e)$$

on établit un graphique composé où figurent :

- A gauche la représentation du volume emmagasiné en fonction de la hauteur  $h$  du plan d'eau au dessus du deversoir (courbe 1).

- A droite, la courbe du débit de l'évacuateur  $Q_e$  en fonction du volume emmagasiné c'est à dire indirectement en fonction de  $h$  (courbe 2)

- A droite également et à partir d'une 2eme échelle des ordonnées graduées en  $\Delta t$ , l'hydrogramme de crue  $Q_c$  en fonction du temps courbe (3).

En construisant à partir du point I d'abscisse  $Q_e$  une demi-droite de pente  $\Delta t/2$  jusqu'au point d'abscisse  $Q_e$  moyen, puis de ce point une autre demi-droite de pente  $- t/2$ , celle-ci recoupe des  $Q_e$  en  $Q_{ei} + 1$  telque :

$$V_{i+1} = V_i + \Delta t (Q_{cm} - Q_{em})$$

$$Q_{cm} = \frac{Q_i + 1 + Q_i}{2} ; \quad Q_{em} = \frac{Q_{ei} + 1 + Q_i}{2}$$

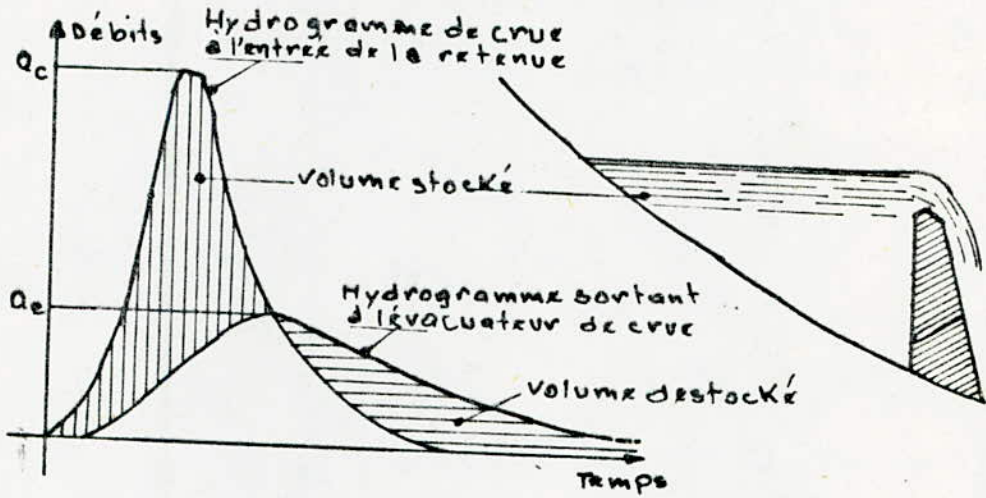
En poursuivant la construction on passe par un maximum dont l'ordonnée correspond au volume maximale stocké dans la retenue pendant la crue, on lit sur la courbe (1) la hauteur maximale du plan d'eau correspondant;

(VOIR ANNEXE)

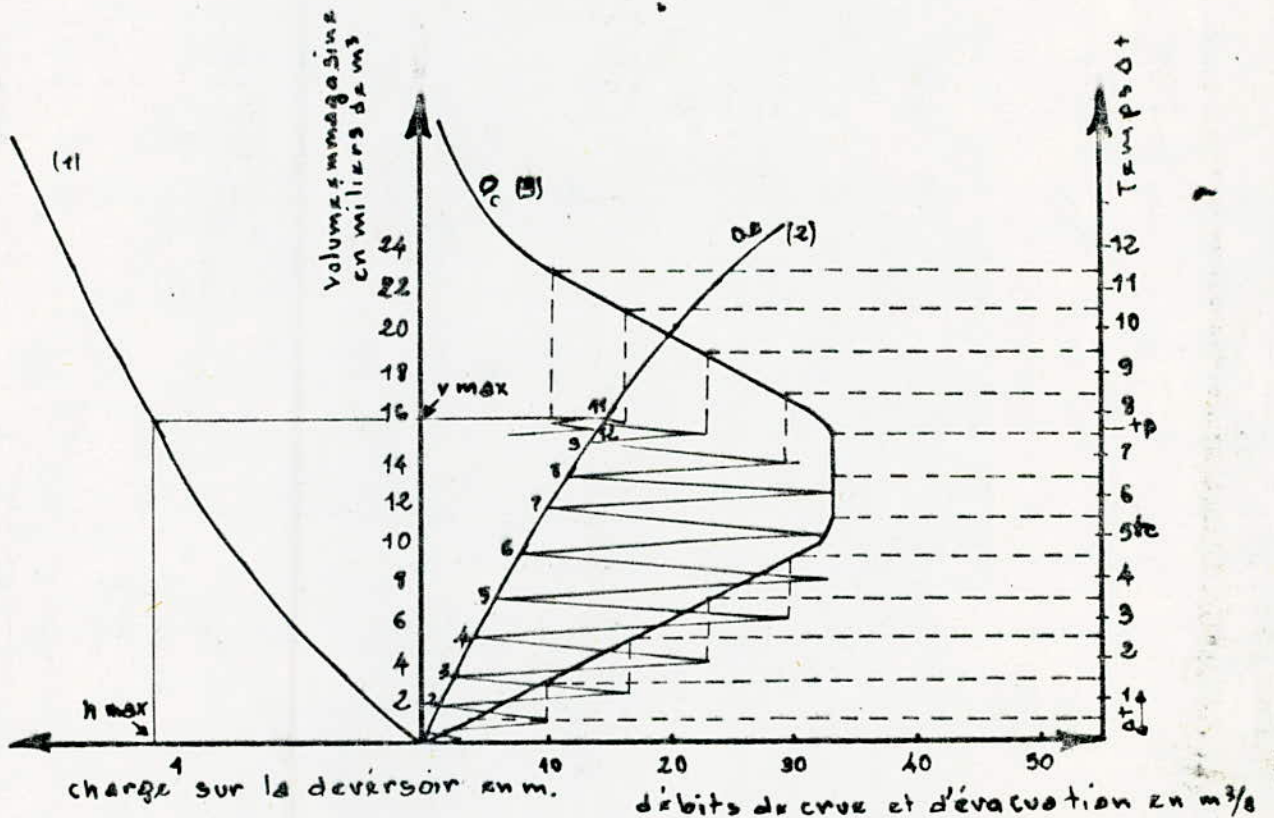
.../...



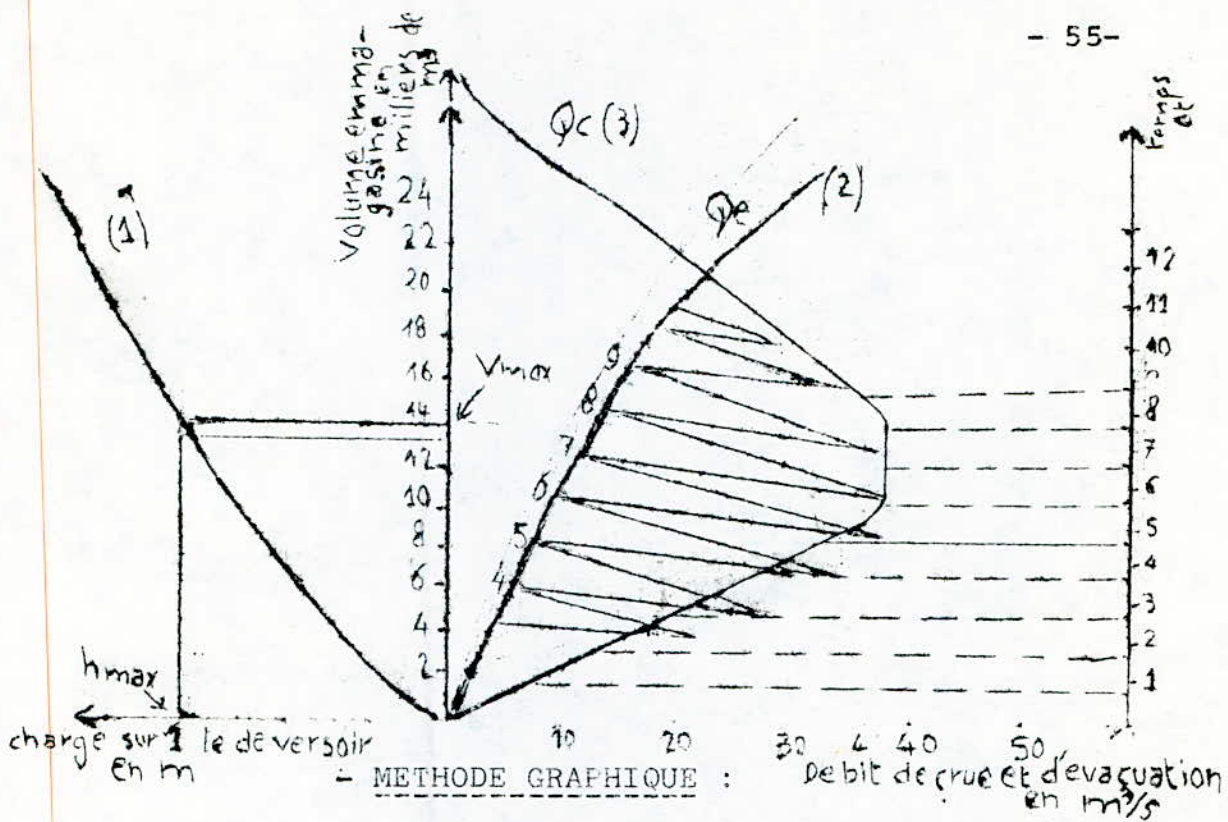
# Laminage de Crue



# Epure de BLACKMORE







Des graphiques ont été établis après résolution de l'équation différentielle du laminage, la résolution de cette équation a été faite dans les conditions suivantes :

1°) - Hydrogramme de crue amont de forme donnée dépendant de (02) paramètres (débit de pointe et temps de montée)

2°) - Un seul niveau de déversement avec une loi globale  $Q = K Z^{3/2}$  (Z étant la charge au dessus des radiers des déversoirs);

3°) - Condition initiale  $t = 0, Q = 0$ , plan d'eau au niveau du radier du déversoir.

4°) - Surface du plan d'eau augmentant linéairement avec Z.

Les notations sont les suivantes :

- $Q_c$  débit de pointe de l'hydrogramme naturel (amont),
- $Q_e$  débit de pointe de l'hydrogramme en aval du barrage.
- $T_m$  temps de montée de l'hydrogramme naturel (amont).
- A aire du plan d'eau à la cote  $Z = 0.5$  (radier du déversoir),
- a cote pour laquelle la surface est égale à  $2A$ .



-  $Z_c$  charge (fictive) qui correspond au passage de  $Q_c$  sur le deversoir.

-  $Z_e$  charge qui correspond au passage de  $Q_e$  sur le deversoir.

Les graphiques correspondant donnent le rapport  $\frac{Q_e}{Q_c}$  en fonction d'un coefficient qui est :

$\frac{A}{Q_c} \frac{Z_c}{T_m}$  : si on se fixe à priori la longueur de deversement.

$\frac{A}{Q_c} \frac{Z_e}{T_m}$  : si on se fixe à priori la hauteur de deversement.

Les deux quantités précédentes sont sans dimensions et les paramètres doivent être exprimés dans des unités cohérentes. Ces graphes sont présentés dans l'ouvrage "techniques des barrages en aménagement rural". Voir (fig. 19)

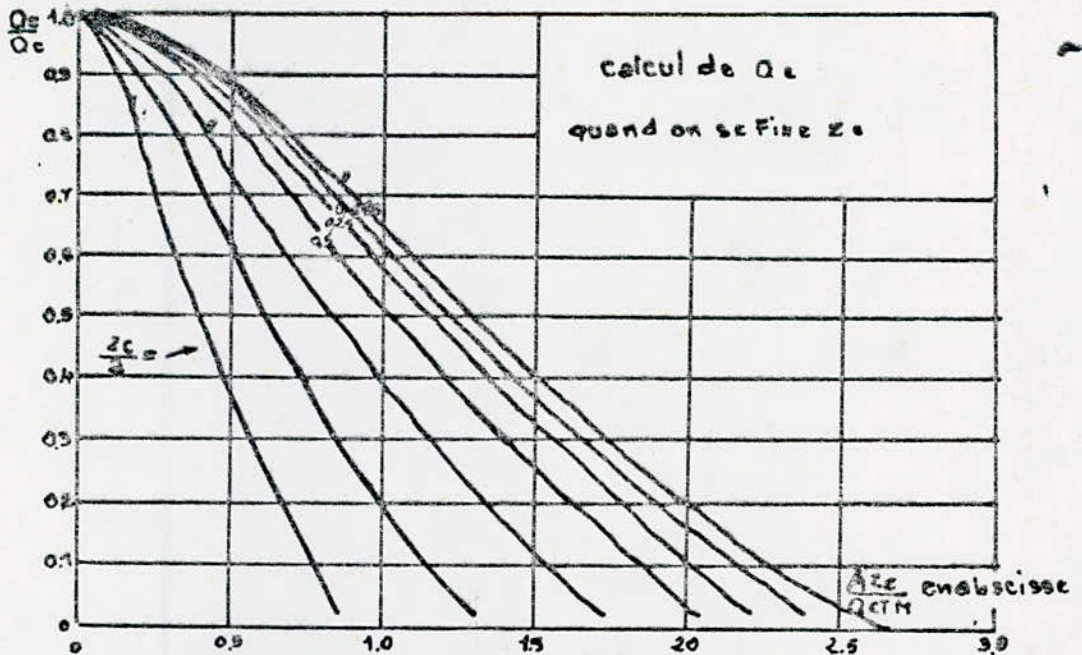
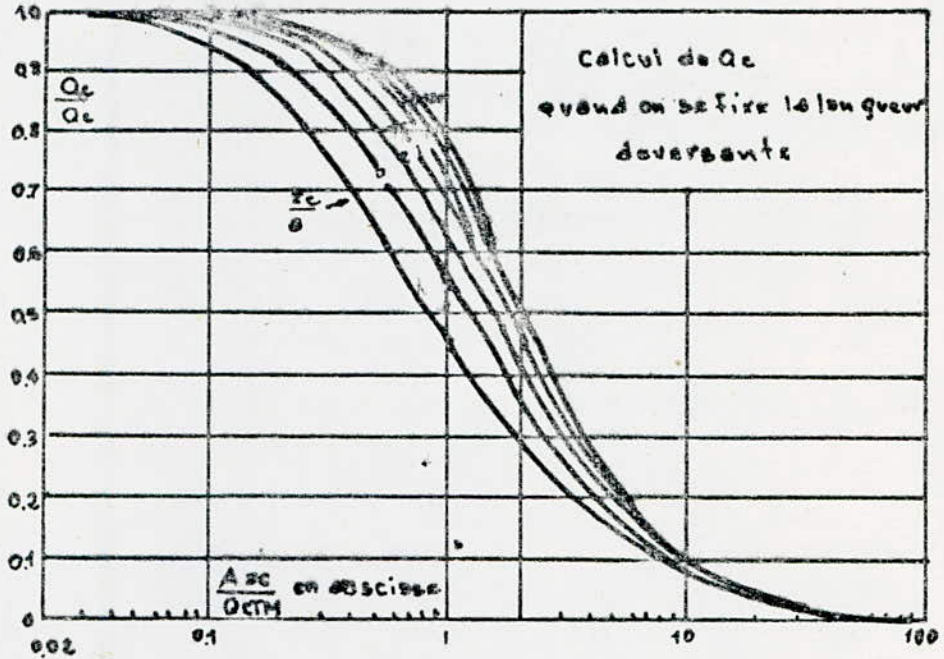
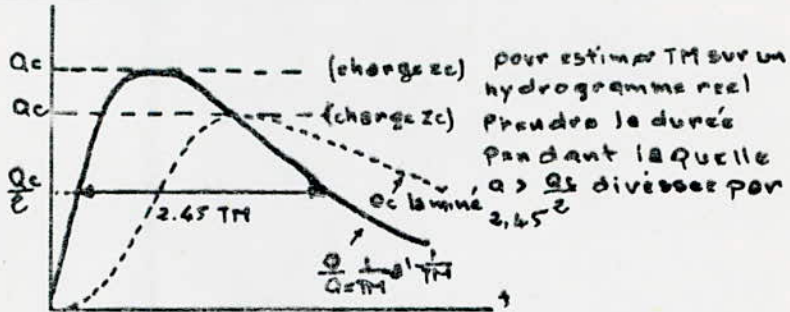
#### - INTERPRETATION DES RESULTATS DU LAMINAGE DES CRUES

- Pour des longueurs de deversoir variant de 100 à 190m, on a calculé les hauteurs des nappes déversantes correspondantes par les (02) méthodes citées plus haut ( voir tableau). N° 5

On remarquera que les débits laminés ne sont pas loin des débits entrant dans la retenue (  $Q_e/Q_c$  varie entre 80% ET 88% ) et ceci est dû à notre avis à l'importance du temps de montée des crues envisagées (environ 17 heures ).



# Méthode Graphique



- Fig 19 -



## LAMINAGE DE CRUES

CRUE	longueur du de versoir (m)	hauteur de la lame Dev. (m)	débit laminé (Black More) (m <sup>3</sup> /s)	debit laminé (graphique) (m <sup>3</sup> /s)
Q 5000	100	4,8	2280	2280
Q 10000	100	5	2500	2400
Q 5000	140	3,85	2240	2300
Q 10.000	140	3,90	2360	2264
Q 5000	160	3,35	2080	2091
Q 5000	190	3,25	2400	2430
Q 5000	40 π	4	2160	2120
Q 10000	40 π	4,5	2500	2550

Tableau N° 5



CHAPITRE IV

ETUDE DES VARIANTES



#### IV.1. - EVACUATEUR DE CRUE DE SURFACE : Variante 1.

##### IV.1.1. - EMPLACEMENT :

Vue le type du barrage en question (digue en enrochement), il a été recommandé de choisir l'emplacement de l'évacuateur de crue sur les rives. La rive gauche (colline de KOUDIAT AFFREN) est mieux appropriée à l'aménagement de l'évacuateur à surface que la rive droite (KOUDIAT BOUGRARA) pour les raisons suivantes :

- La stratification du sous-sol est plus favorable (plus petit talus).

- L'inclinaison du terrain est plus faible ce qui diminue considérablement les volumes d'excavations.

- Les matériaux excavés présentent de propriétés pouvant servir de remblais pour la digue.

- Le trajet séparant le déversoir de l'évacuateur de l'Oued est plus court, en conséquence: on diminue les frais des organes de raccordement qui coutent excessivement chères.

##### IV.1.2. - CHOIX DE L'AXE DE L'EVACUATEUR :

###### IV.1.2.1. - CRITERES DE CHOIX :

En choisissant une position de l'axe longitudinale du trajet d'évacuation, on prend d'habitude en considération les conditions suivantes :

- Le tracé du trajet de l'évacuateur doit ~~être~~ dans la mesure du possible suivre le terrain naturel afin de réduire les volumes d'excavations.

- Il est désirable de fixer le trajet d'évacuation rectiligne pour avoir un meilleur fonctionnement hydraulique

- Il est recommandé d'éviter les remblais, en particulier au niveau des THALWEGS pour ne pas se heurter aux problèmes de fondation (tassement, stabilité).



- La distance séparant le seuil de l'évacuateur, de l'Oued doit être minimale pour des raisons économique, sans pour autant engendrer des dégâts à l'aval du barrage (ex: érosion). Pour cela l'axe de l'évacuateur doit cheminer autant que possible perpendiculairement aux courbes de niveau.

#### IV.1.2.2 - ETUDE DES VARIANTES DE L'AXE DE L'EVACUATEUR

Quatre (04) axes ont été choisis et étudiés dans le but d'adopter l'axe le plus optimal pour l'évacuateur de crues. Les critères définis pour pouvoir comparer ses axes sont :

- Hauteur d'excavation,
- Nombre de tronçons,
- Nature de la pente,
- Remblai.

On remarquera que ces axes ont pratiquement la même longueur parce que l'Oued décrit à l'aval du site une courbe plus ou moins circulaire.

a) - AXE 1 : (voir figure) **IV.1**

- Hauteur d'excavation moyenne :  $h_1 = 8,67m$
- Nombre de tronçons : 3
- Pentes irrégulières
- Pas de remblais.

b) - AXE 2 / (voir figure) **IV.2**

- Hauteur d'excavation moyenne :  $h_2 = 11,67m$
- Nombre de tronçons : 2
- Pentes régulières favorable à l'évacuation et à la restitution,
- Pas de remblais;

c) - AXE 3: (voir figure) **IV.3**

- Hauteur d'excavation moyenne :  $h_3 = 13,50m$
- Nombre de tronçons : 3
- Pentes irrégulières
- Des remblais à effectuer au niveau des murs bajoyers pour une longueur du coursier de 40m.



d) - AXE 4 : (voir figure) IV.4

- 51-

- Hauteur d'excavation moyenne :  $h_4 = 11\text{m}$
- Nombre de tronçons : 3
- Pentes irrégulières défavorable au coursier,
- Des remblais à effectuer au niveau des murs bajoyers pour une largeur du coursier de 40m.

Pour chaque axe, on a tracé le profil en long du terrain naturel et du radier du coursier. Il est recommandé de prendre pour l'axe définitif de l'évacuateur, le nombre minimum de tronçons, avec des pentes régulières, une hauteur minimale d'excavation et d'éviter les remblais.

#### IV.1.2.3. - AXE DEFINITIF DE L'EVACUATEUR :

L'axe deux (02) est l'axe le plus approprié pour être celui de l'évacuateur. Ce choix est fait sur les considérations énumérées plus haut.

#### IV.1.3. - PLATE-FORME :

La plate-forme constitue une zone d'approche du déversoir de l'évacuateur. Elle est favorable à l'établissement d'un écoulement régulier et une bonne alimentation du déversoir. Elle a été fixée à la cote 556 N.M relativement à la cote de retenue normal (560.N.M). Cette plate-forme est limitée topographiquement entre les côtes 556 et 590 à cause de la présence des points culminants au niveau de la cote 595. Ainsi, les dimensions des types des deversoirs envisagés sont directement touchées par cette ~~contrainte~~ **contrainte** topographique. Pour cette plate-forme, la hauteur d'excavation s'élève à 34m au maximum.

#### IV.1.4. - DEVERSOIR DE L'EVACUATEUR DE CRUES:

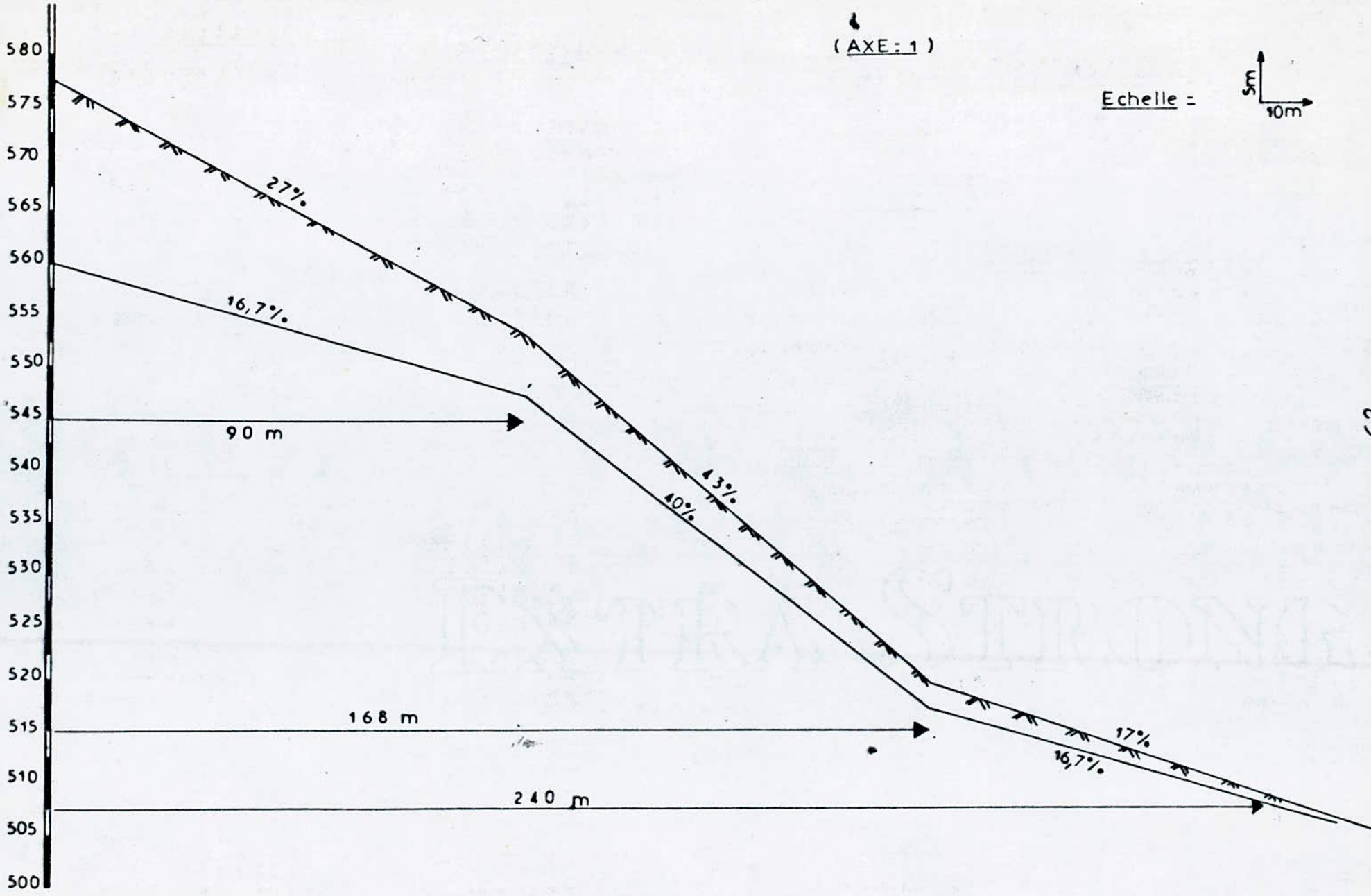
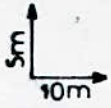
Divers types de deversoir ont été étudiés dont le but de choisir une variante de deversoirs qui s'accommode avec les conditions optimales; Parmi ces types de deversoirs, on cite :

- Déversoir frontal en bec de canard,
- Déversoir latéral courbe,
- Déversoir en labyrinthe frontal,
- Déversoir latéral linéaire.

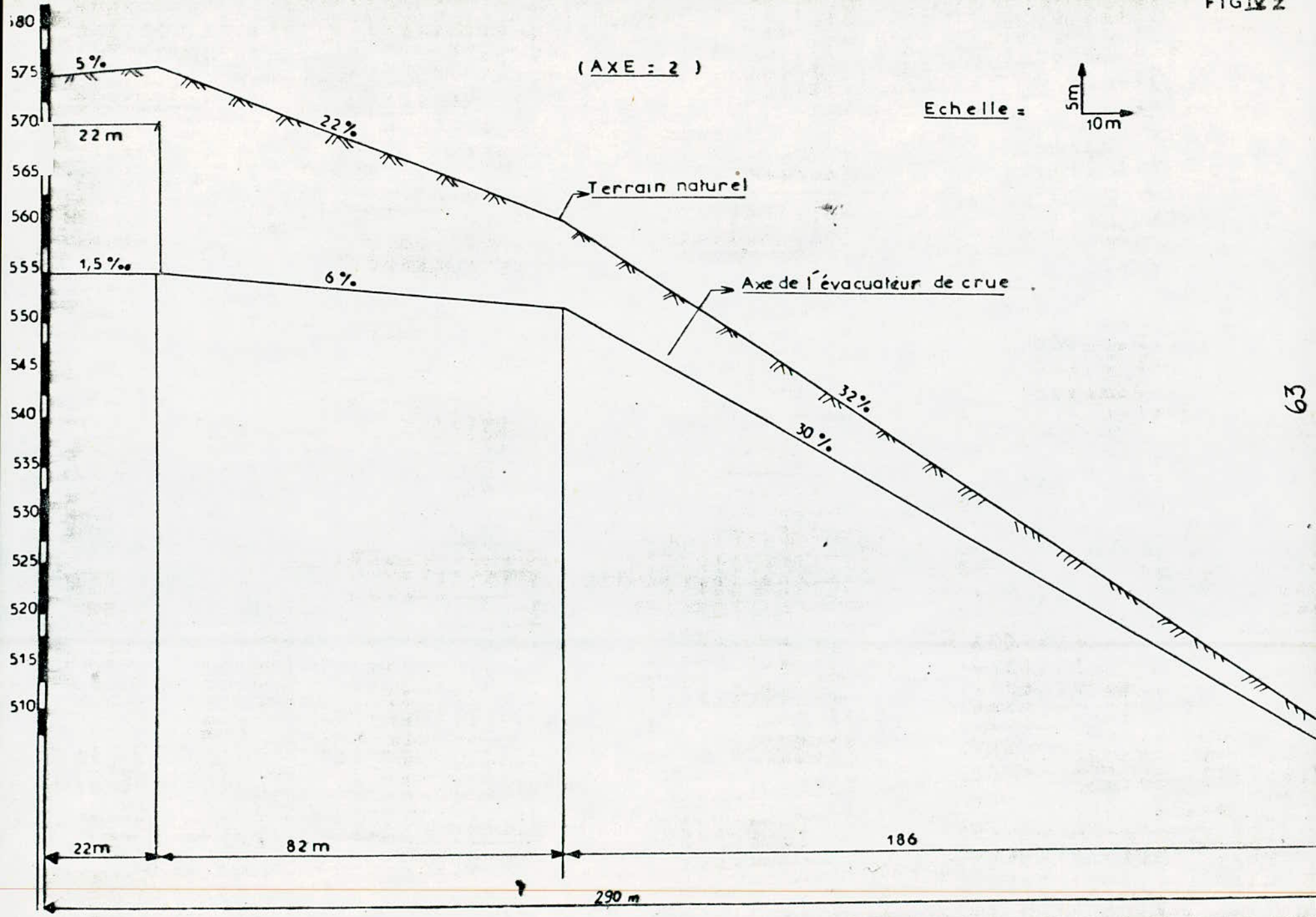


( AXE: 1 )

Echelle =



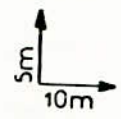


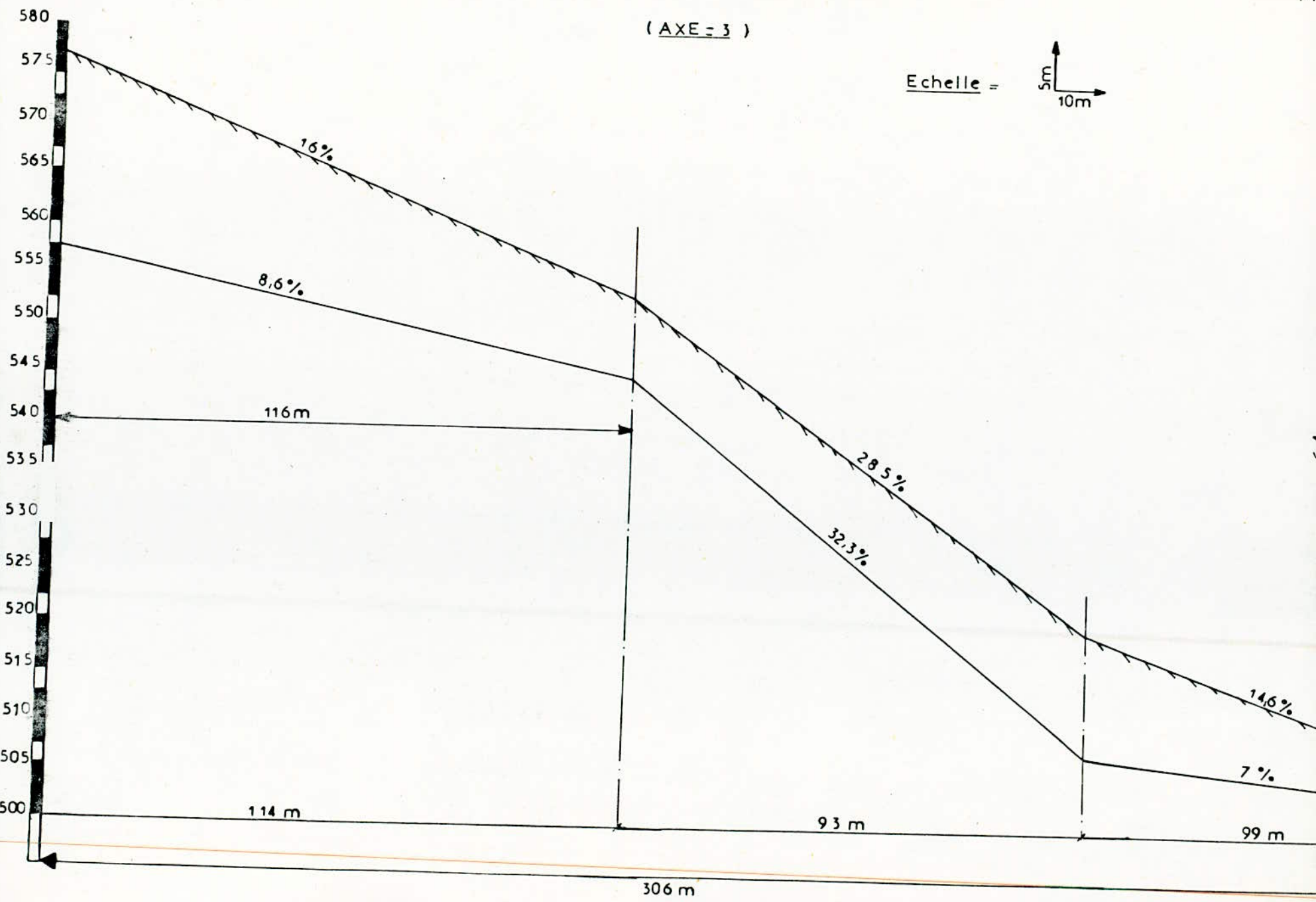


63

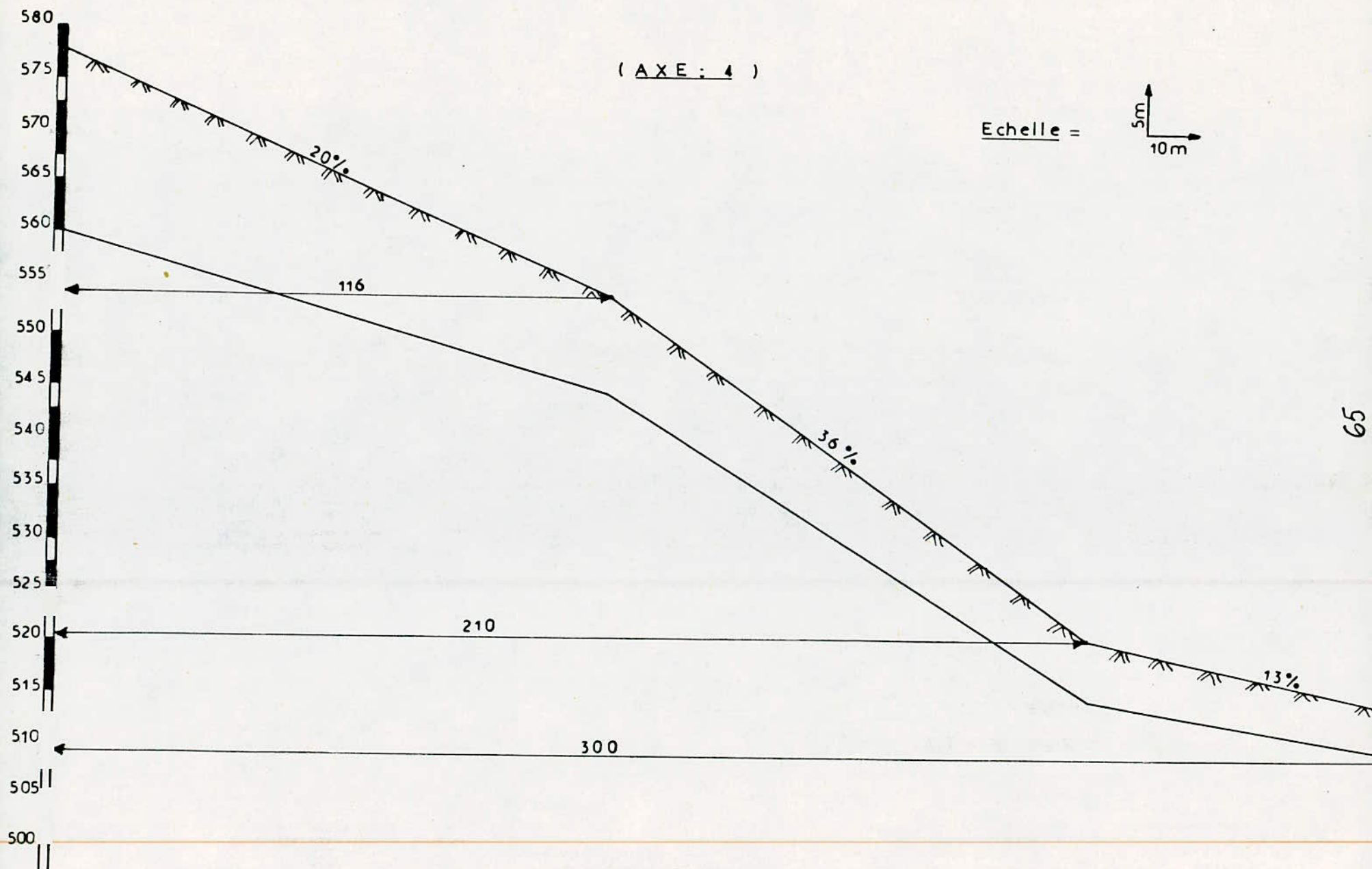


( AXE = 3 )

Echelle = 









Pour chacun d'eux, un calcul du laminage a été fait suivant la méthode de BLOCKMORE et la méthode graphique le tableau ci-dessous resume les caractéristiques de chaque déversoir.

Type du déversoir	Longueur (m)	Lame déversante (m)	débit laminé (m <sup>3</sup> /s)	Volume de béton (m <sup>3</sup> )
A Bec de canard (frontal)	100	4,8	2280	400
B Linéaire (latéral)	140	3,35	2240	560
C Courbe (latéral)	160	3,35	2080	640
D Labyrinthe (frontal)	190	3,5	2400	520

- Les caractéristique de chaque type du déversoir se résument, comme suit :

- Type A : Voir (fig IV.5)

- Petite emprise permettant une bonne alimentation et un écoulement non perturbé.

- Volume du béton réduit.

- conception simple.

- lame déversante importante.

- Type B : Voir (fig IV.6)

- Conception simple.

- Antisymétrique, il en résulte un écoulement perturbé et une diminution du coefficient du débit.

- lame déversante moyenne;

- Type C : Voir (fig IV.7)

- Difficulté d'exécution.

- Important volume de béton.

- Bon laminage.

- S'adapte à la topographie



- Type D : Voir (fig IV.8)

- Difficulté d'exécution.
- Important volume de béton
- <sup>En plus de</sup> ~~Malgré sa~~ longueur importante, le débit laminé n'est pas satisfaisant.

- Pour les différentes considérations établies plus haut on a opté pour le déversoir type bec de canard frontal de longueur L = 100m.

- REMARQUES

Les déversoirs mis à l'épreuve ont été considérés à seuil libre non vanné pour éviter les contraintes suivantes :

- Nécessite d'assurer un entretien suffisant et une surveillance sans relâche.
- Commande manuelle nécessitant l'intervention de l'homme à chaque manoeuvre.
- Commande automatique présentant des risques de non fonctionnement et d'exécution ainsi que pour la sécurité.

IV.1.5. - CHENAL D'ÉCOULEMENT :

Le chenal fait directement suite au déversoir; sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluviol. Il a une section rectangulaire qui est la disposition hydraulique la plus intéressante après un déversoir. Sa longueur n'est pas importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier dans la zone aval.

le régime n'est en général pas uniforme car le chenal est trop court. À l'extrémité du chenal s'amorce le coursier avec un changement de pente.

IV.1.6. - COURSIER :

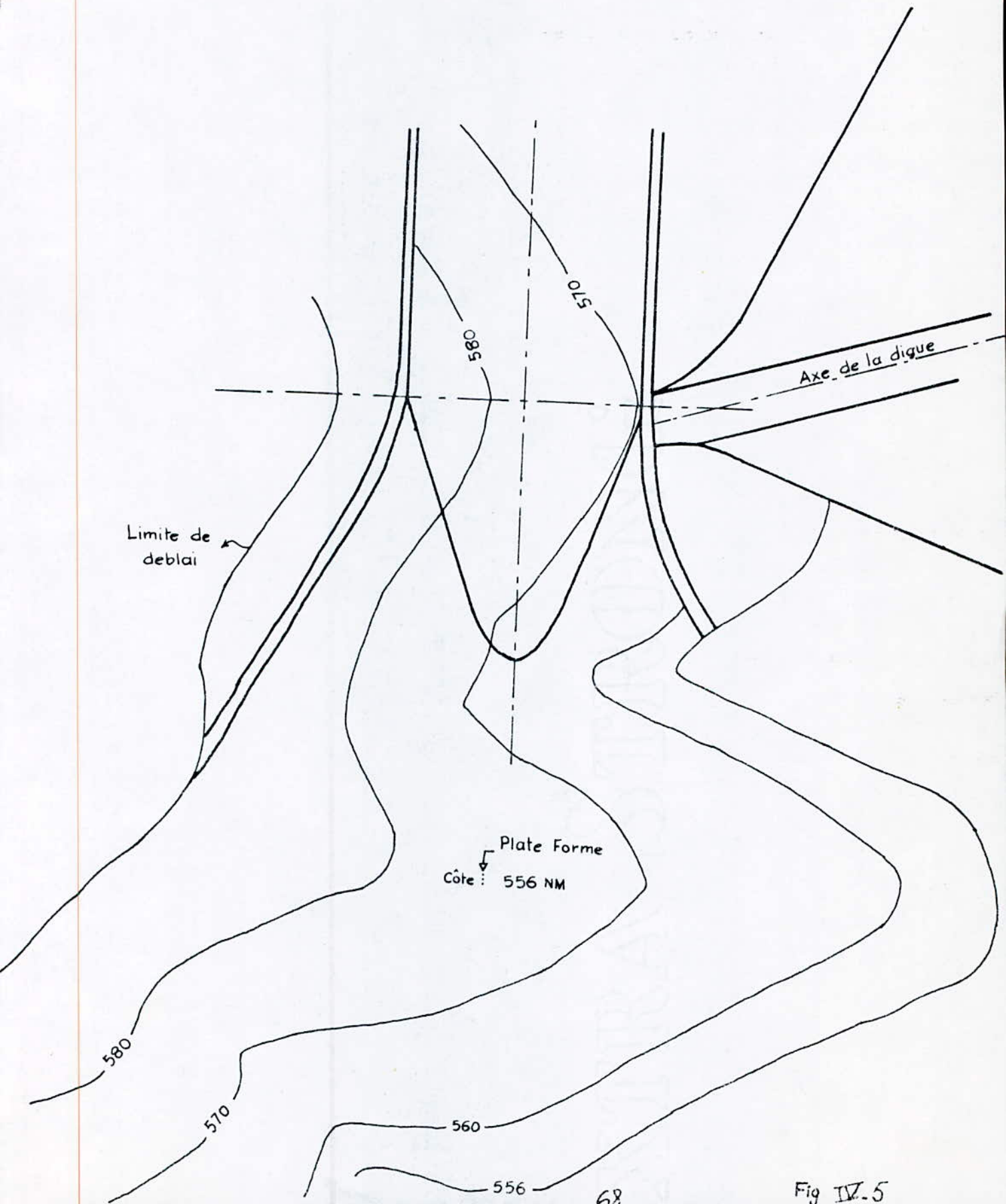
Il prend naissance à l'extrémité aval du chenal. Les éléments constitutifs du coursier sont :

- La section de contrôle
- Le coursier proprement dit
- l'organe de restitution.



Déversoir Frontal "Bec de canard"

Echelle: 1/1000





Deversoir latéral "Rectiligne"

Echelle: 1/1000

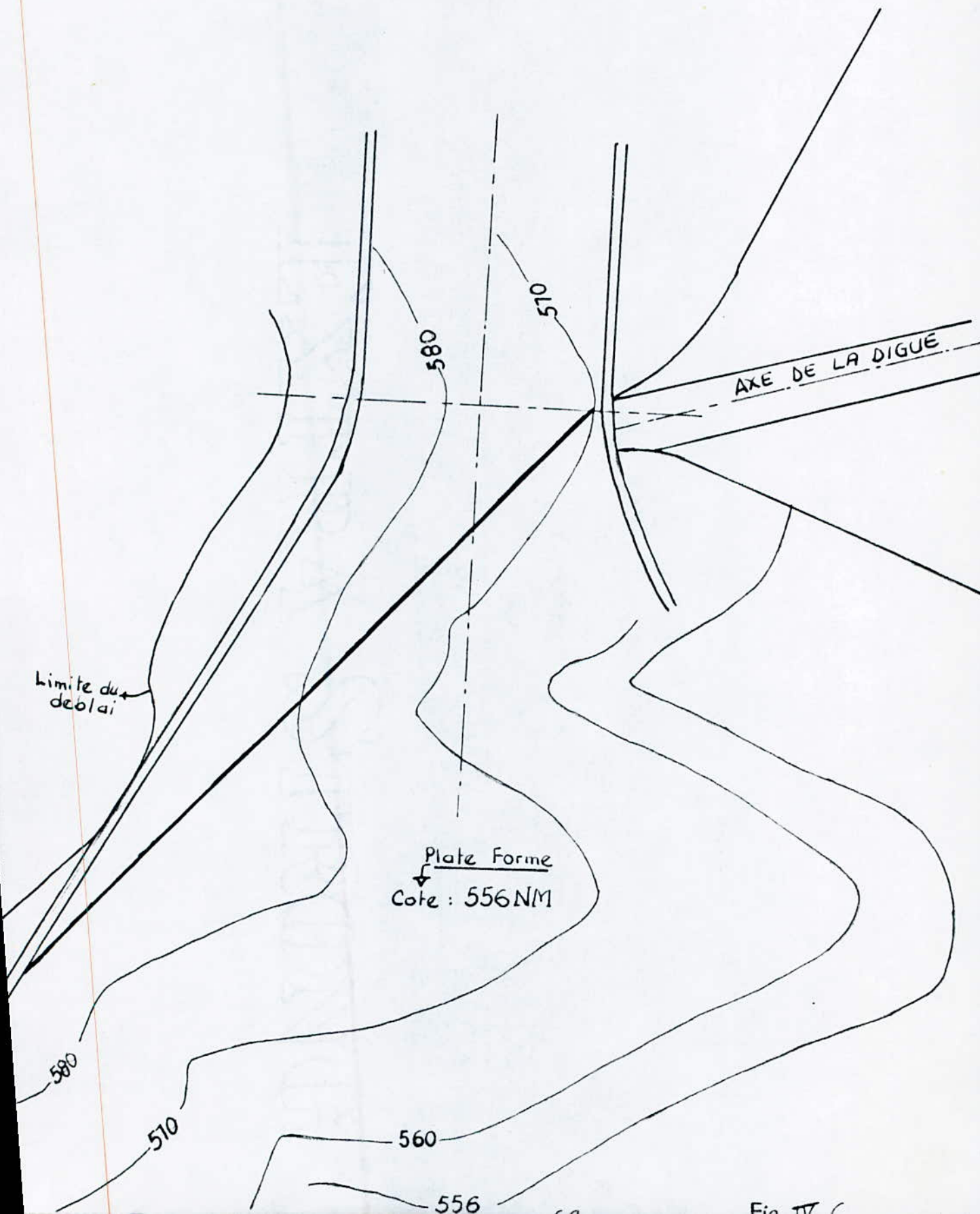


Fig. IV



Déversoir latéral "Courbé"

Echelle: 1/1000

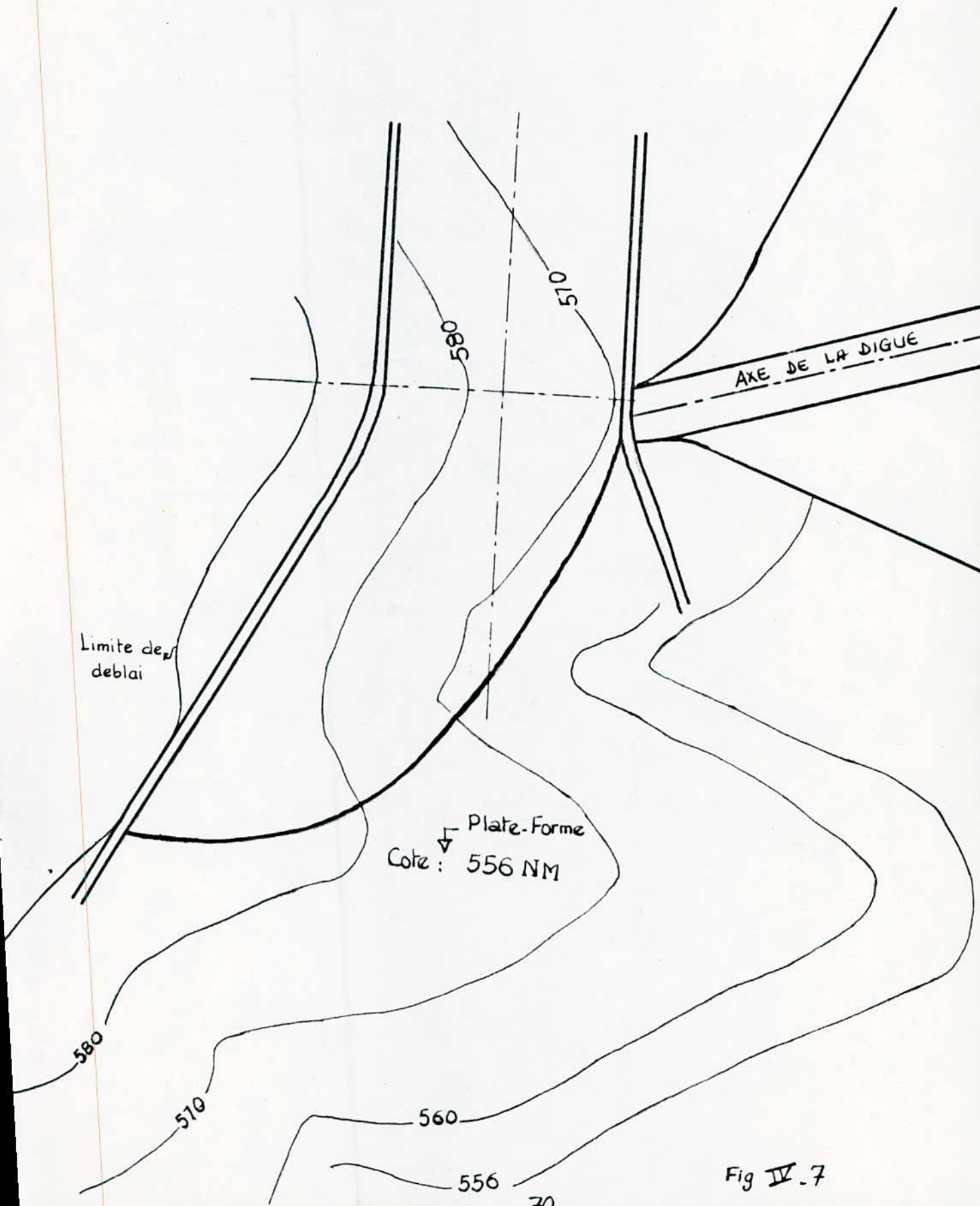


Fig IV.7



# DEVERSOIR FRONTAL EN "LABYRINTE"

Echelle: 1/1000

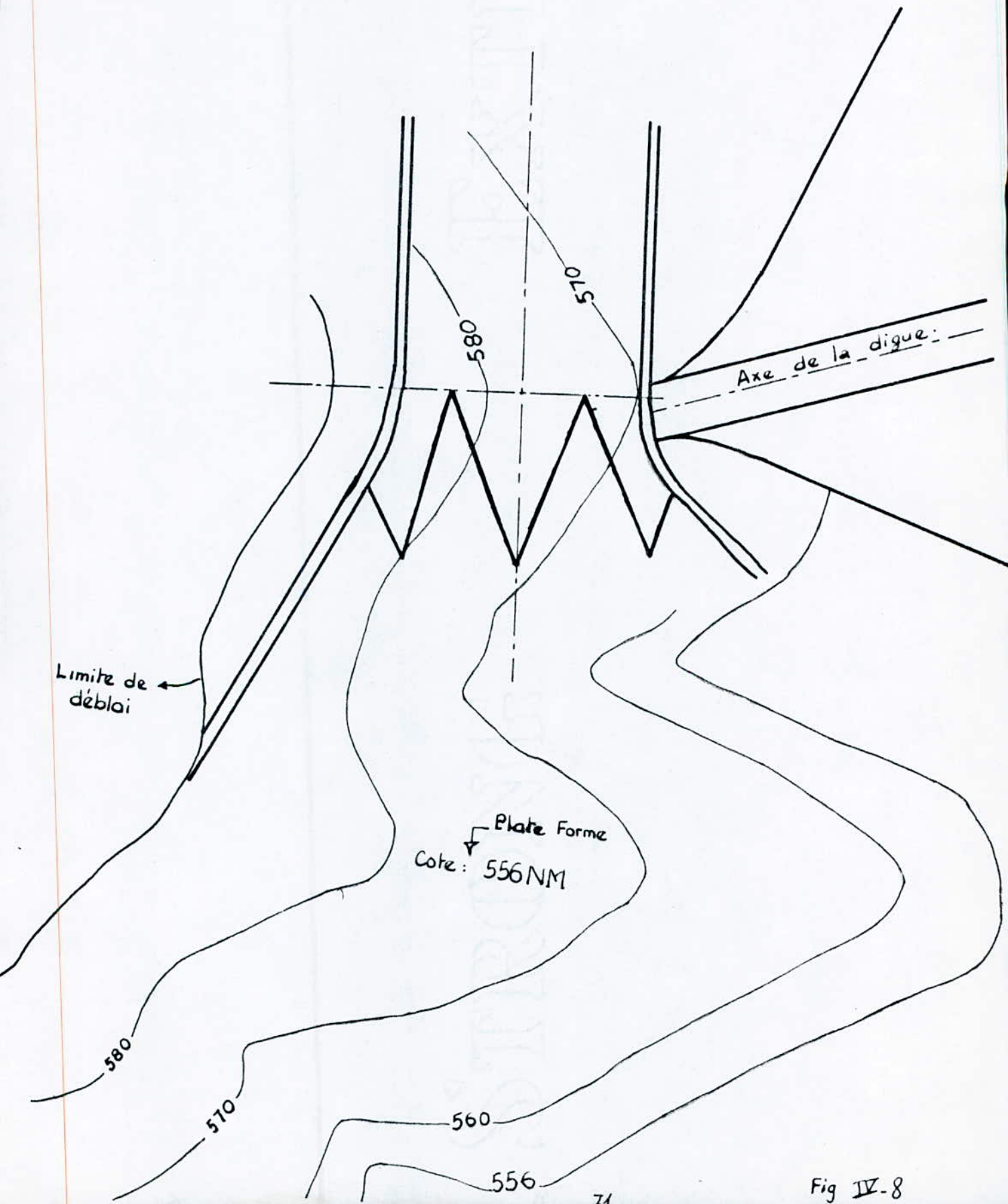


Fig IV-8



Le coursier dans notre cas présente une longueur de 207m environ. Une diminution progressive de largeur initiale du coursier est susceptible de procurer une certaine économie sur les quantités d'ouvrages. En effet, l'écoulement dans le coursier est torrentiel et les vitesses augmentent d'une section à une autre. Ce qui nous permet de réduire progressivement les sections dans le coursier. ainsi on a admis une largeur à la fin du coursier égale au 2/3 de la largeur initiale. Cette dernière est de 40m;

Le profil du coursier est rectangulaire car il assure un écoulement plus régulier que le profil trapezoidal ..De plus l'exécution des murs bajoyers de profil rectangulaire est plus simple que ceux du profil trapézoïdal.

En général c'est les vitesses admissibles maximales dans le coursier qui déterminent les matériaux constituant celui-ci.

Le coursier sera revêtu de béton lisse sur toute sa longueur pour éviter les décollements à cause des importantes vitesses de l'eau.

Enfin, les murs bajoyers du coursier auront une evanche au dessus de la ligne d'eau calculé pour limiter l'action des remous.

#### IV.1.7. - ORGANES DE RESTITUTION :

Pour la restitution, on a le choix entre (02) variantes qui sont :

- Le saut de ski
- Le bassin de dissipation

Vue que la rive gauche présente des bonnes qualités géologiques et géotechniques, Ces deux variantes sont réalisables

Le choix définitif de l'organe de restitution sera étudié à l'aide d'un calcul technico-économique dans la partie calcul hydraulique.

IV.1.8 - Calcul hydraulique - Variante 1- Déversoir de l'évacuateur decrue :Nappe deversante :

La longueur du déversoir choisi est de 100m. D'après le calcul du laminage, il lui correspond une nappe deversante :

- $z = 4,8m$  au cas de la venue de la crue cinq millénaire
- $z = 5,0m$  au cas de la venue de la crue dix millénaire

Ces deux valeurs étant proches l'une de l'autre, on choisira une nappe deversante.

$z_{max} = 5m$  pour le calcul qui suivra.

- Contours du déversoir :

D'après U.S.B.R. "SMALL DAMS", on peut déterminer les contours du déversoir avec une nappe deversante  $z = 0,75 z_{Dev}^{max} = 3,75m$

a) - Contour du déversoir selon U.S.B.R.

$z = 3,75m$	
x	y
- 1,07	0,48
6,55	6,68
0,81	0,11
2,19	6,70
4,61	2,75
6,90	5,84
10,34	12,51



- Contour selon CREAGER :

z = 3,75m		z = 3,75m	
x	y	x	y
0	0,16	3,75	1,20
0,38	0,04	4,50	1,80
0,75	0,00	5,25	2,49
1,13	0,02	6,38	3,72
1,50	0,09	7,50	5,16
2,25	0,34	9,38	8,03
3,00	0,71	11,25	11,48

Avec les données des tableaux ci-dessus, on a présenté les (02) contours U.S.B.R. et CREAGER. Malgré qu'ils sont presque identiques, on choisira un contour CREAGER. (Voir graphique.N° IV.9.)

L'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique. Tout profil situé au dessus entrainera des surpressions, donc une diminution du coefficient du débit et tout profil situé au dessous entrainera des depressions donc des risques de décollement.

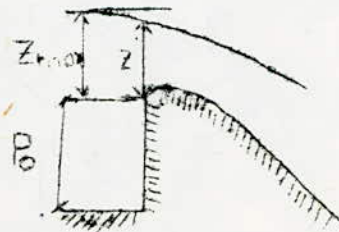
- Coefficient du débit du deversoir :

Il est estimé selon les recommandations de U.S.B.R.

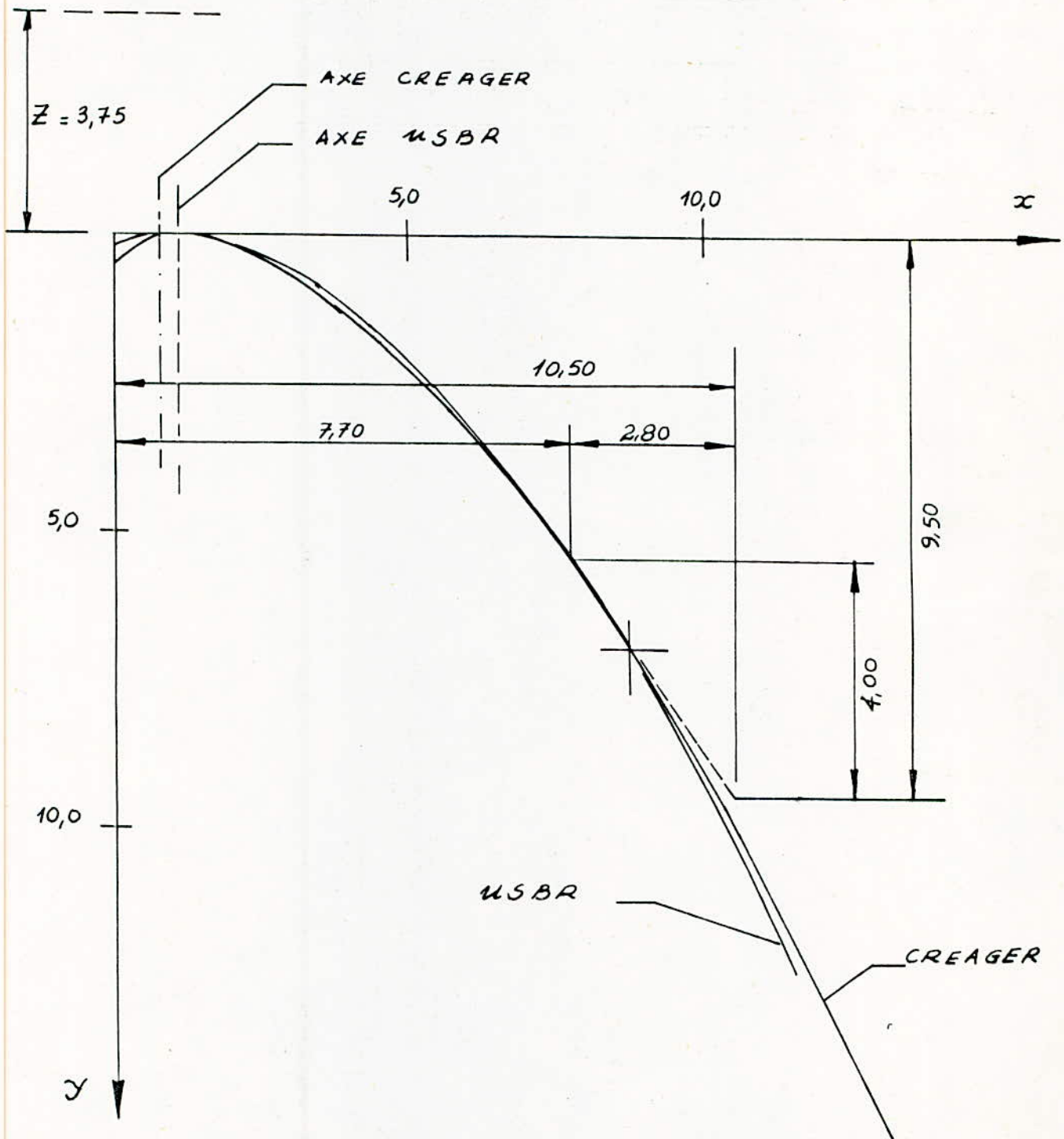
- Effet de la hauteur du seuil :

On admet une hauteur de pelle  $P_0 = 4m$

$$\frac{P_0}{z} = \frac{4}{3,75} = 1,067$$



CONTOURS DU DEVERSOIR SELON CREAGER  
ET SELON U.S.B.R



$$Z = 0,75 Z_{DEV}^{max} = 0,75 \cdot 5,00 = 3,75 \text{ m}$$

- Fig - IV 9 -



Au rapport  $\frac{P_0}{z}$  = 1,067 correspond suivant graphique P-2409 ~~sa~~  
est

$$C_0 = m_0 \sqrt{2g} \text{ qui imposée en pieds/s}^2$$

Après transformation pied  $\rightarrow$  mètre, on trouve  $C_0 = 2,15$   
d'où  $m = 0,485$ .

Effet de l'épaisseur de la nappe deversante :

$$\frac{z m \theta_{\max}}{z} = \frac{5}{3,75} = 1,33 \text{ selon graphique P - 2410, on trouve } k = \frac{C}{C_0} = 1,04$$

Effet du niveau d'eau aval :

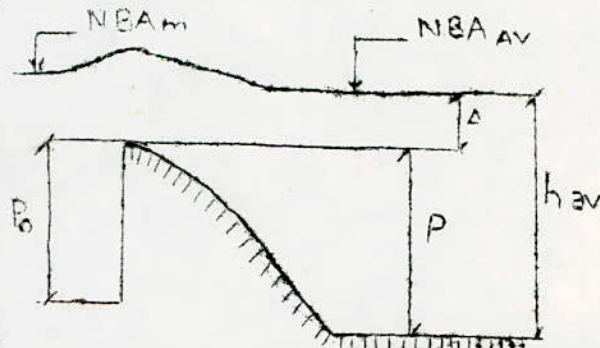
La capacité du deversoir doit être corrigé par un facteur

$$C_n = f(\Delta / z_{\max})$$

Si le deversoir est noyé. Pour cela, la condition imposée  
par U.S.B.R. s'écrit :

$$\Delta / z \leq 2/3$$

$$\Delta = h_{av} - P > 0$$



La valeur de  $C_n$  est tirée du graphe en fonction de  $\frac{\Delta}{z_{\max}}$   
d'après Pavlovski (voir graphique N° IV.10.)

Coefficient du débit du deversoir :

Compte tenu des divers effets évoqués ci-dessus, le coefficient  
du débit du deversoir s'écrit :

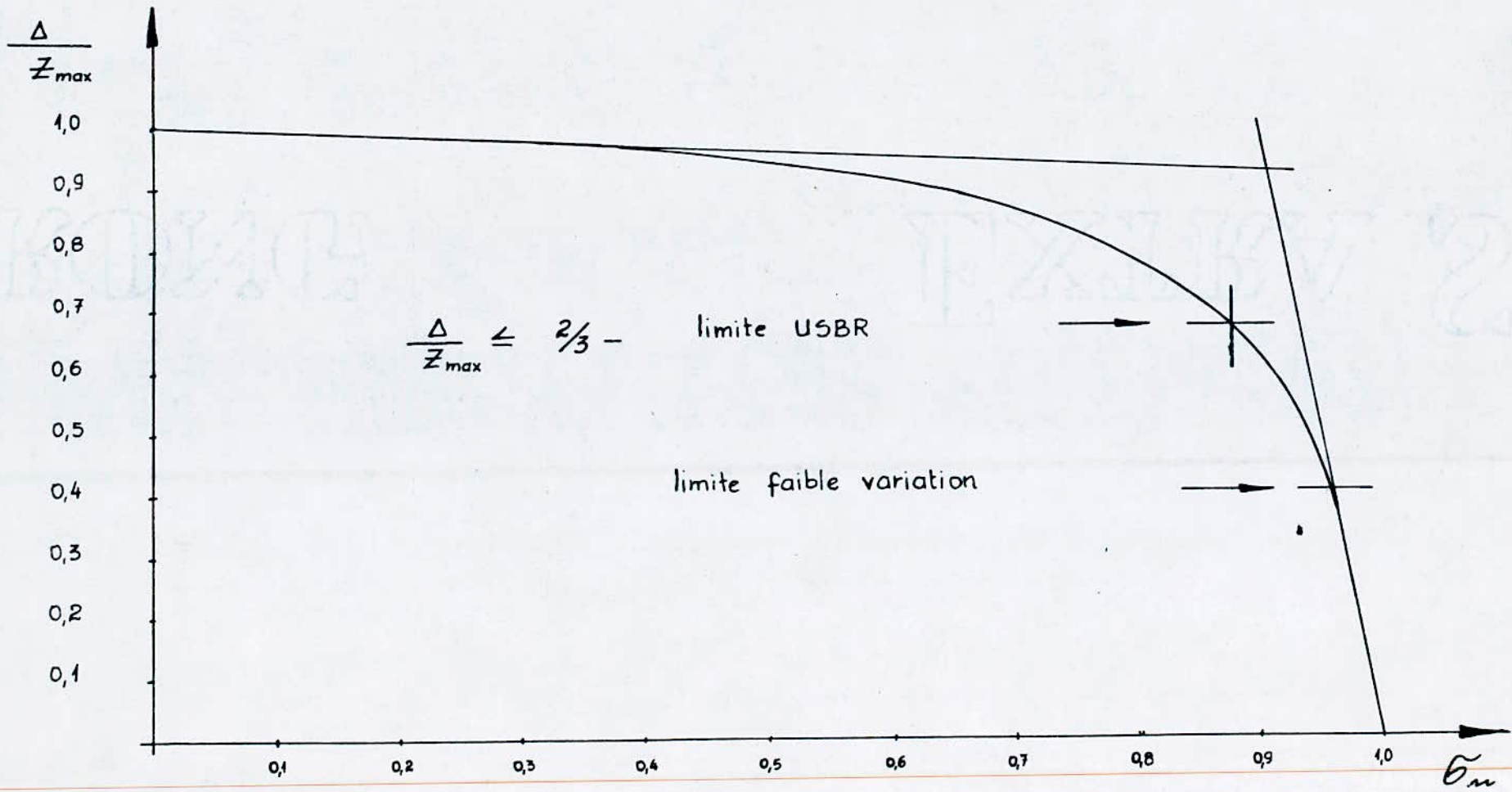
$$m = m_0 \cdot k \cdot C_n = 0,485 \times 1,04 \times C_n = 0,504 \cdot C_n$$

Capacité du deversoir :

Elle est estimée en décomposant le deversoir en (02) parties  
distinctes : La partie circulaire et la partie linéaire.

Fig. IV.11.

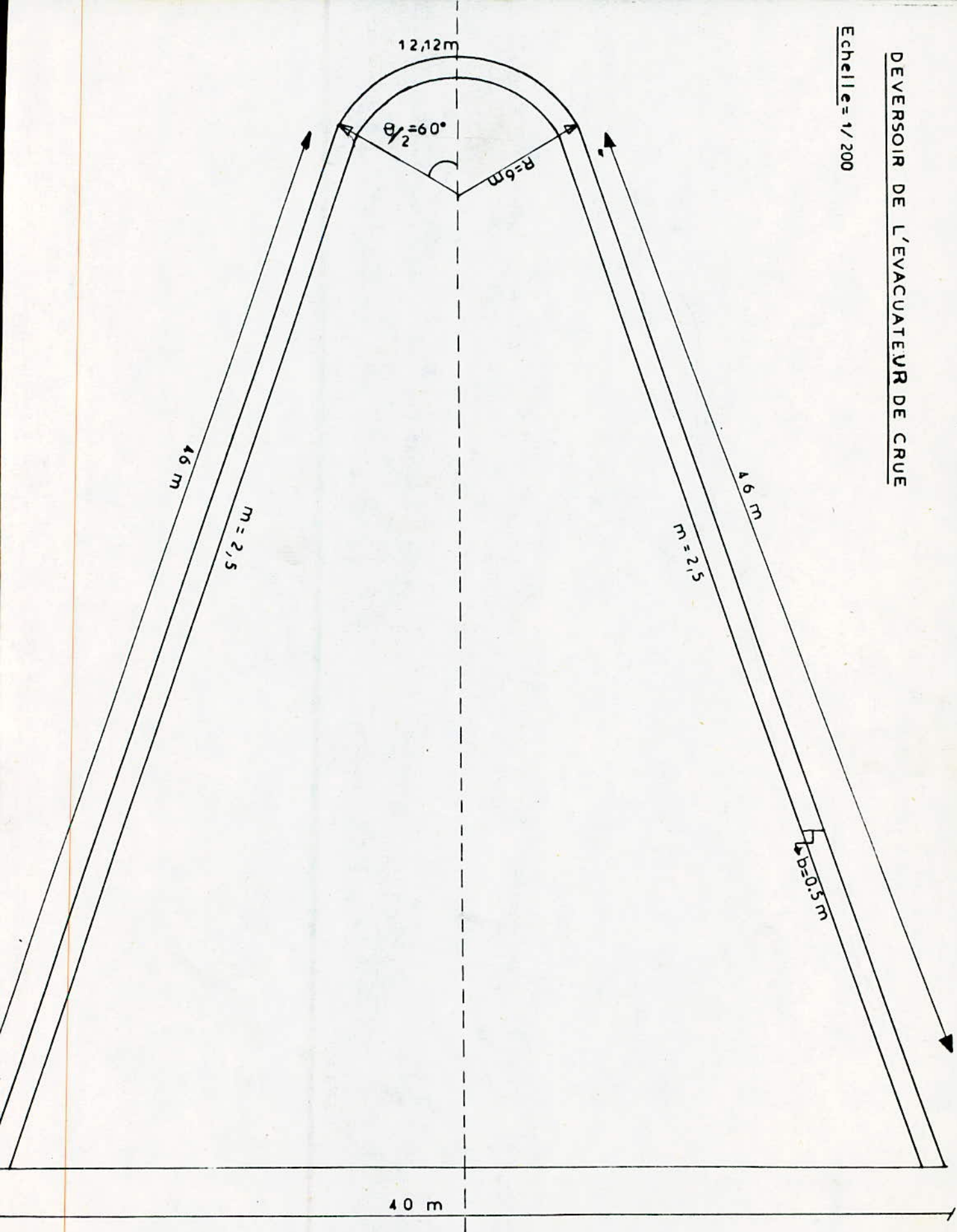
COEFFICIENT DE REDUCTION DU DEBIT  
POUR UN DEVERSOIR NOYE  
D'APRES PAVLOVSKI





DEVERSOIR DE L'EVACUATEUR DE CRUE

Echelle = 1/200







- Section de contrôle de l'évacuateur de crue :

Profondeur critique :

$$b = 40\text{m} \quad Q = 2280\text{m}^3/\text{s} \quad \alpha = 1$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1 \times 2280^2}{9,81 \times 40^2}} = 6,92\text{m}$$

Pente critique :

La pente critique est obtenue par la formule de Manning pour

$$h = h_{cr} \quad Q = k \cdot \frac{S^{5/3}}{P_m^{1/2}} \quad i_a$$

$P_m$

S : Section mouillée

$P_m$  : périmètre mouillée

$k \cong \frac{1}{n}$  ; n : coefficient de rugosité  $n = 0,014$

$$i_{cr} = \left( \frac{2280 \times (40 + 2 \times 6,92)^{2/3} \times 0,014^2}{(40 \times 6,92)^{5/3}} \right)$$

$$i_{cr} = 0,0015 = 1,5\%$$

Pour que le régime dans le chenal soit fluvial, il faut que la pente soit inférieure à la pente critique.

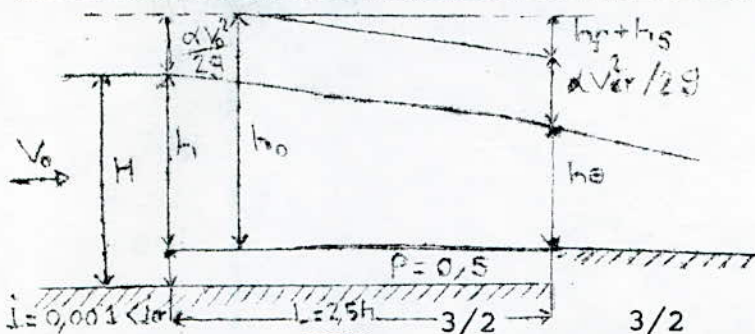
$$i < i_a \longleftrightarrow h > h_c$$

La pente du chenal est prise égale à  $i = 1\%$ .

Vérification :

$$i = 1\% \longleftrightarrow h = 7,93 > h_{cr} = 6,92.$$

Dimensionnement comme deversoir type seuil épais :



P = 0,50m (admis)  
 i = 0,001  
 m dev = 0,365  
 Qdev = 0,95

$$Q_{dev} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_0 \implies h_0 = \frac{Q_{dev}}{m \cdot b \cdot \sqrt{2g}}$$

$$h_0^{3/2} = \frac{2280}{0,365 \times 40 \times \sqrt{2 \times 9,81}} = 35,26$$

$$0,365 \times 40 \times \sqrt{2 \times 9,81}$$

- La charge totale y compris la charge dynamique est :

$$h_0 = (35,26)^{2/3} = 10,75m$$

- La charge statique peut être trouvée de l'équation :

$$h_0 = h + \frac{V_0^2}{2g}$$

$$V_0 = \frac{Q}{b \cdot H} = \frac{Q}{b(h+P)} = \frac{2280}{40(h+0,50)}$$

$$h_0 = h + \frac{2280^2}{40^2 (h+0,5)^2 \times 2 \times 9,81}$$

$$10,75 \approx h + \frac{165,60}{(h+0,5)^2}$$

La résolution de cette équation est donnée pour :

$$h = 8,86m.$$

Vérification avec l'équation de Bernoulli :

L'équation de Bernoulli sera appliquée pour une section en amont du deversoir située à 2,5h à partir de la section de contrôle et une section sur ce seuil.



- On néglige les pertes par frottements hf.

On aura :

$$H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = p + h_{cr} + \frac{\alpha v_a^2}{2g} + h_s$$

$$- H = h + p = 8,86 + 0,5 = 9,36m$$

$$\alpha_{vcr}^2 = \frac{1 \times (2280)^2}{19,62 \times (6,92)^2 \times 40^2} = 3,46$$

$$\gamma_{dev} = \frac{1}{\sqrt{1 + \gamma_{dev}}} \implies \gamma_{dev} = \frac{1}{\alpha_{dev}^2} - 1 = 0,11$$

$$\sum \gamma = \gamma_{dev} = 0,11$$

$$h_s = \frac{\gamma_{vcr}^2}{2g} = 0,11 \times 3,46 = 0,38m$$

$$\frac{\alpha v_0^2}{2g} = \frac{(2280)^2}{19,62 \times (40)^2 \times (9,36)^2} = 1,89m$$

L'équation de Bernouilli s'écrit alors :

$$9,36 + 1,89 = 0,50 + 6,92 + 8,46 + 0,38$$

$$11,25 \approx 11,26$$

L'équation de Bernouilli est pratiquement vérifiée.

N.B. Il n'est pas tenu compte de la pente  $i = 0,001$  du radier du chenal qui est supposé avec une pente  $i = 0,0001$

Transition en aval de la tranchée d'accès :

Juste avant la fin du deversoir et le début du chenal se trouve le secteur pour lequel s'effectue le changement de la section approximativement trapézoïdale de la tranchée avec talus  $m = 2,5$  vers le profil transversal rectangulaire du chenal qui mène à la section de contrôle. Au niveau de la section de contrôle, la nappe deversante du seuil s'établit à une distance  $2,5h$  vers l'amont selon LENCASTRE -Manuel d'Hydraulique générale.

$$L = 2,5h = 2,5 \times 8,86 = 22,15m.$$

IV.2.3. - Coursier de l'évacuateur de crue :

Profil en long du coursier

Le profil en long est tracé conformément à la condition d'implantation du radier, à minimum 5 m en dessous du terrain naturel (condition de fondation). Le profil en long, admis par les calculs hydrauliques est présenté sur le graphe. N° IV.12.

Configuration du radier en plan :

Comme prévu, il est admis une largeur du radier en fin du coursier égal au 2/3 de la largeur initiale au droit de la section du contrôle. La configuration du radier en plan est présentée sur le graphe N° IV.12.

Données de base :

$$Q = 2280 \text{ m}^3/\text{s} \quad m = 0 \quad i_2 = 6\% \quad i_3 = 30\%$$

Lignes d'eau :

Les lignes d'eau sont calculées selon la méthode des différences finies basée sur l'équation de Bernoulli. Les profondeurs d'eau sont calculées pour les sections comprises entre la section de contrôle et l'extrémité du coursier.

- Méthode des différences finies :

Cette méthode est une application directe du théorème de Bernoulli, compte tenu des pertes de charge.

entre (02) sections 0 et 1, écartées de  $\Delta S$ , on peut écrire, en supposant que la section de référence 0 en amont de la section 1 :

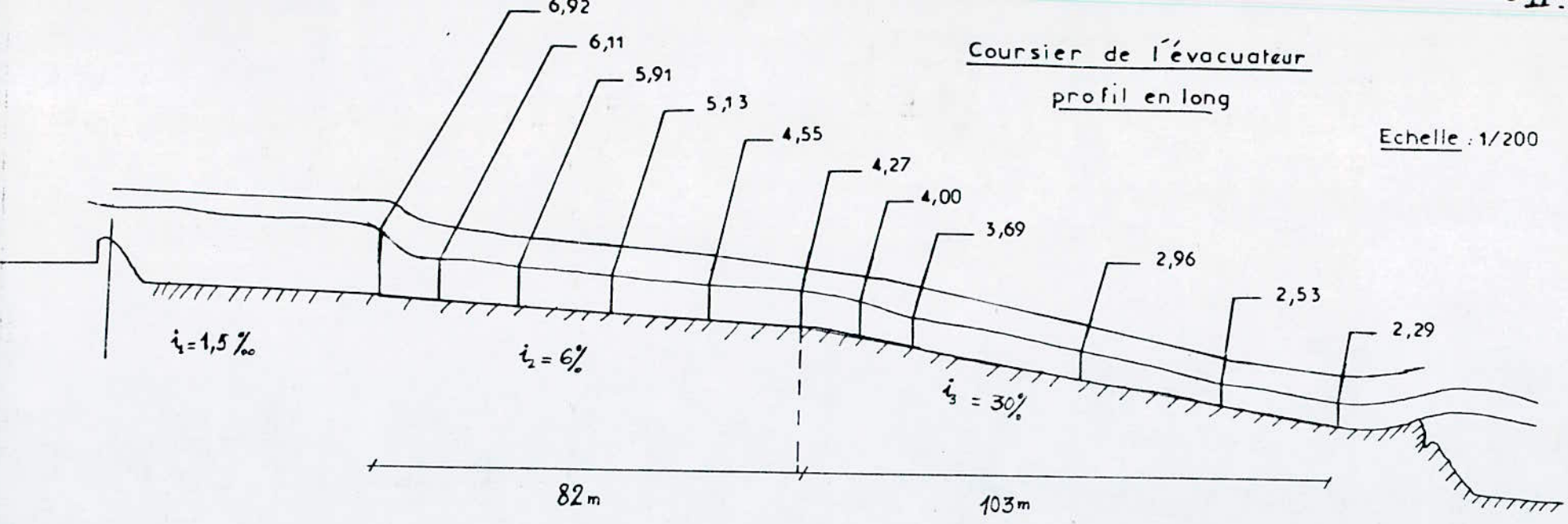
$$-i \Delta s + h_0 + z_0 \mp \frac{Vc^2}{2g} = h_1 + z_1 + \frac{V1^2}{2g} \quad (1)$$

$i$  : étant la perte de charge unitaire moyenne le long du tronçon du coursier.

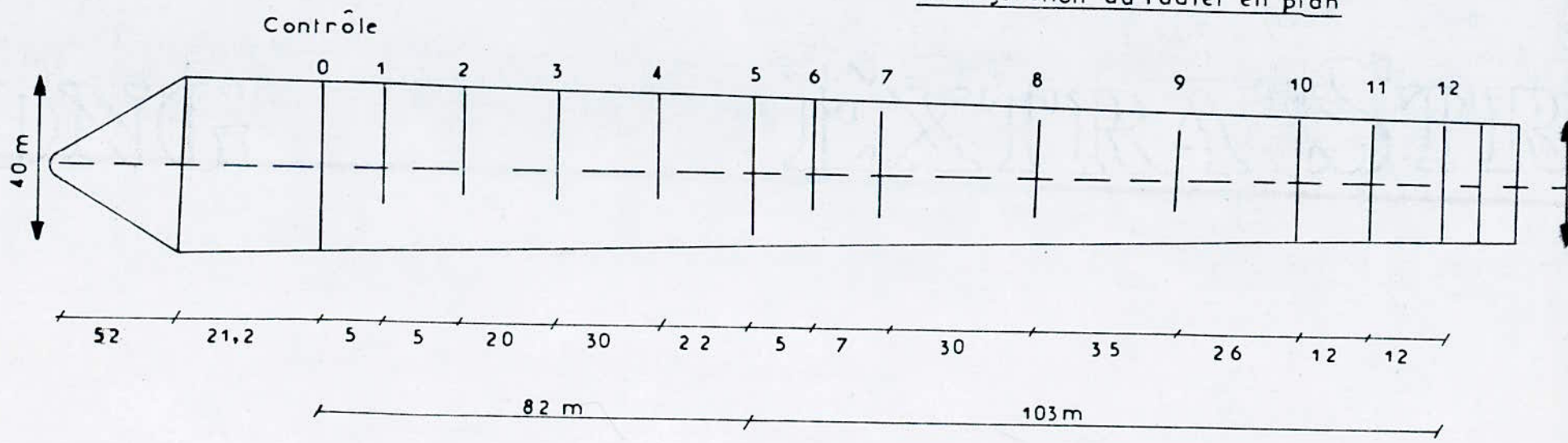


Coursier de l'évacuateur  
profil en long

Echelle : 1/200



Configuration du radier en plan



Si  $I$  est la pente du fond on a :

$$z_1 - z_0 = -I \cdot \Delta s \quad (2)$$

L'expression devient alors de la forme :

$$\left(\frac{V_0^2}{2g} + h_0\right) - \left(\frac{V_1^2}{2g} + h_1\right) = (i - I) \Delta s \quad (3)$$

$$H_0 - H_1 = (i - I) \Delta s \quad (4)$$

. La courbe de remous sera calculée de l'amont vers l'aval.

. Pour cela, on adopte le procédé suivant :

- On divise le profil en long en plusieurs tronçons
- On dresse la courbe des charges spécifiques  $H$  en fonction de la profondeur  $h$

$$H = h + \frac{V_0^2}{2gS^2} = f(h) \quad (5) \quad \text{(voir graphe N° IV 13)}$$

étant donnée que la section est variable, il faudra tracer plusieurs courbe en faisant varier  $h$  pour une même section du tronçon considéré.

- On trace la courbe de pertes de charge unitaire  $i$  en fonction de la profondeur  $h$ , pour chaque section du tronçon considéré.

$$i = \frac{V^2}{C^2 S^2 R} \quad \text{(formule de CHEZY) (6) (voir graphe)}$$

- en partant de  $h_0$ , connu dans la section de repère et des valeurs  $H_0$  et  $i_0$  correspondantes, obtenues à partir de (5) et (6), on détermine la valeur approchée  $H'1$  de la charge spécifique dans la section 1 :

$$H'1 = H_0 - (i_0 - I) \Delta s$$

on trouve

- à partir de  $H'1$  et  $h'1$  (courbe 5) ce qui permet d'obtenir (courbe 6). On refait le calcul précédent, pour la valeur :

$$i = \frac{i'1 + i_0}{2}$$



Value de

et on détermine une nouvelle  $\sqrt{H}^1$  et  $h^1$ , et ainsi de suite jusqu'à obtenir, pour les divers valeurs de  $h_1$ , des écarts qui soient en accord avec la précision désirée.

- La valeur définitive  $H_1$  et  $h_1$  une fois obtenue, on calcule un nouveau point dans la section 2 de la même façon.

- Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

Points	b (m)	h (m)	v (m/§)
0= contrôle	40	16,92	8,24
1	39,99	6,11	9,33
2	39,63	15,91	9,73
3	38,15	5,13	11,65
4	35,93	14,55	13,95
5	34,92	4,27	15,29
6	33,93	4,00	16,80
7	33,41	13,69	18,49
8	31,19	2,96	24,70
9	28,59	2,53	31,52
10	26,67	2,29	37,33

Revanche sur les murs bajoyers :

Il est appliqué la formule donnée par U.S.B.R. dans "SMALL DAMS"

$$f = 2 + 0,025 \cdot v \cdot \sqrt[3]{d}$$

v : vitesse dans la section considérée en feet/s  
 d : profondeur d'eau dans la section considérée en feet  
 f : Revanche en feet

La revanche sera déterminée pour certains points caractéristiques du coursier notamment : les points 4,5,9,10.

on effectuera le calcul de la revanche dans la base "feet" puis on transformera en mètres

$$1 \text{ mètre} = 3,28 \text{ feet}$$

Points	d (feet)	v (feet/sec)	$0,025V \cdot \sqrt[3]{d}$	f (feet)	f (n)	h.bojoyer
4	14,93	45,77	2,82	4,82	1,47	6,02
5	14,01	50,17	3,02	5,02	1,53	5,8
9	8,30	103,42	5,23	7,28	2,20	4,73
10	7,51	122,48	6,00	8	2,44	4,73

On notera que la revanche sera admise légèrement supérieure afin d'arrondir, au point de changement de pente, la hauteur des murs bajoyers.

*Courbure convexe pour la verticale au point 6*  
Couverture verticale convexe - point 6 :

Selon U.S.B.F., la courbure convexe doit suivre approximativement la courbe définie par l'équation :

$$- y = x \cdot \text{tg } \theta + \frac{x^2}{k \cdot (4(d + hv) \cos^2 \theta)}$$

avec

$\theta$  : pente du radier en amont de la courbure en degré

d : profondeur de l'eau en mètre

$hv = \frac{v^2}{2g}$  - charge dynamique

$k \geq 1,5$  coefficient.



pour le point  $\theta$ , on aura :

$$\theta = \tan^{-1} 0,06 = 3,43$$

$$d = 4\text{m}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{16,80^2}{19,62} = 14,38$$

$$k = 1,5$$

L'équation s'écrit :

$$- y = x \cdot \text{tg } 3,43 + \frac{x^2}{1,5 (4 (4 + 14,38) \cdot \cos^2 3,43)}$$

$$- y = 0,06 x + 0,009 x^2$$

En donnant à  $x$  des valeurs de 0 à 10m, on trace la courbe :

$$- y = 0,06x + 0,0091x^2$$

La droite sous l'angle de  $i = 30\%$  tracé comme tangente à la courbe en l'occurrence :  $0,7 + 2,3 = 3\text{m}$  (voir graphe IV.14.)

on détermine la longueur de la transition en courbe.

Vérification de l'angle de convergence des murs bajoyers en plan

D'après U.S.B.R., la tangente de l'angle de convergence ne doit pas être supérieure à  $\text{tg } \alpha \leq 1/3F$

$$F : \text{nombre de fraude } F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot d}}$$

$v$  : vitesse moyenne entre le début et à la fin de la transition

$d$  : la profondeur moyenne entre le début et à la fin de la transition.

Dans notre cas :

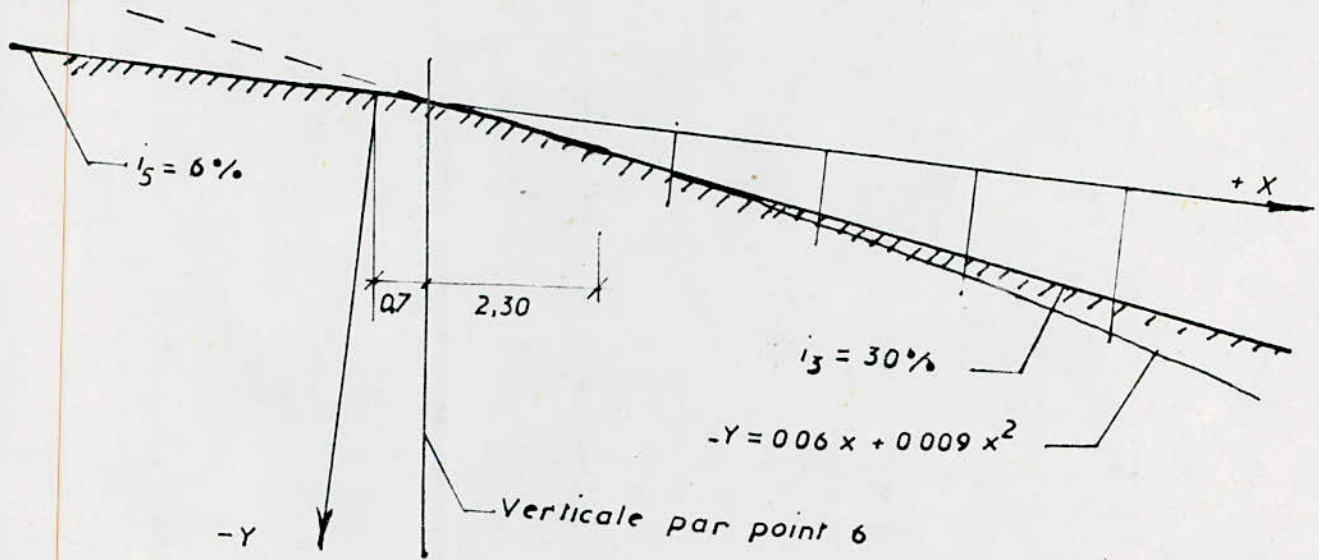
$$v = \frac{(v_1 + v_{10})}{2} = \frac{9,33 + 37,33}{2} = 23,33\text{m /s}$$

$$d = \frac{(d_1 + d_{10})}{2} = \frac{(6,11 + 2,29)}{2} = 4,20\text{m}$$

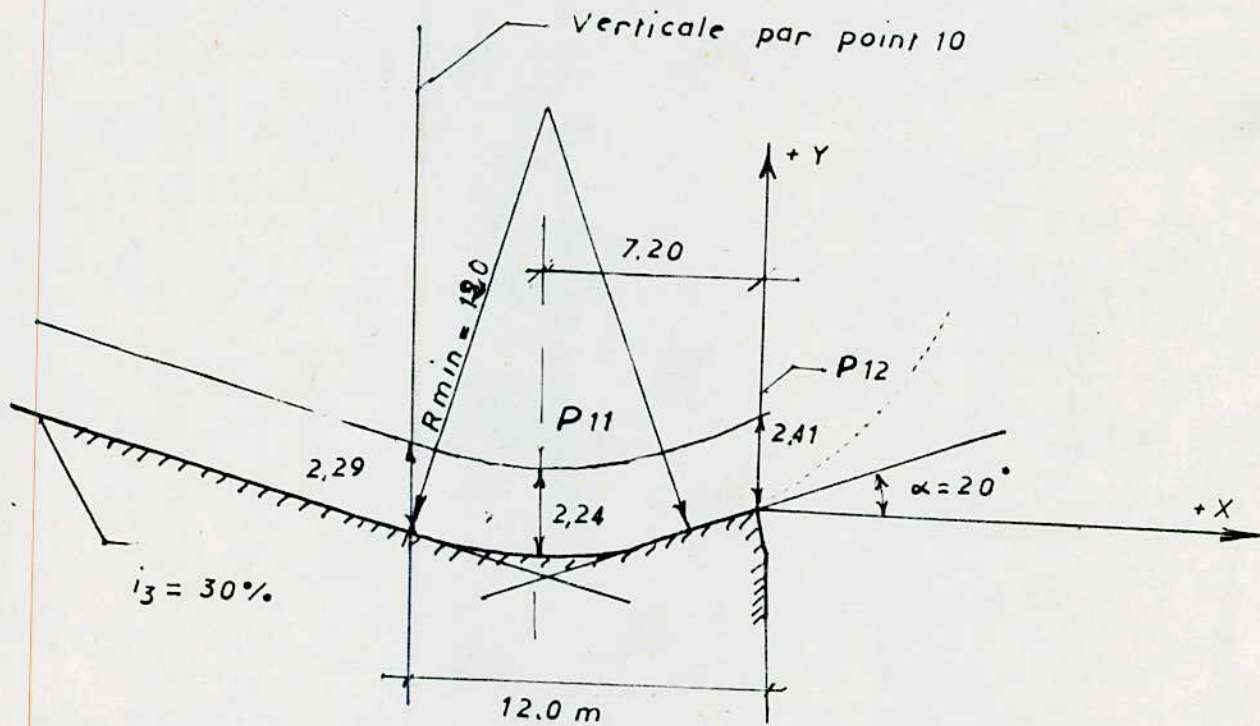
$$F = \frac{23,33}{\sqrt{9,81 \times 4,20}} = 3,63$$

$$\sqrt{9,81 \times 4,20}$$

$$\text{d'où } \text{tg } \alpha < \frac{1}{3 \times 3,63} = 0,09$$



COURBURE AU POINT 6



COURBURE AU POINT 10



Vérification :

$$\text{tg} \alpha_{\text{mur}} = \frac{40 - 26,67}{2 \times 180} = 0,04$$

$$\text{tg} \alpha_{\text{mur}} = 0,04 < 0,09 = \frac{1}{3F}$$

Restitution en saut de SKI :

Courbure au point 10 :

Selon U.S.B.R., le rayon de courbure pour une courbe concave ne devrait pas être inférieur à  $R_{\text{min}} \geq 5d$

Pour le point 10,  $R_{\text{min}} \geq 5 \times 2,29 = 11,45\text{m}$   
on admet  $R = 12\text{m}$

Angle de sortie du jet :

Les recommandations de U.S.B.R. sont que cet angle ne devait pas dépasser  $30^\circ$ . Il est admis un angle  $\theta = 20^\circ$

Contour hydraulique du saut de SKI

Il est présenté sur le graphe N°IV 14. selon les données ci-dessus.

Lignes d'eau :

Comme pour le cas du coursier, les lignes d'eau sont calculées selon un ~~programme informatique~~ <sup>methode</sup> basé sur l'équation de Bernouilli.

points	b (m)	h (m)	v (m/S)
10	26,67	2,29	37,33
11	26,67	2,24	38,16
12	26,67	2,41	35,47

Trajectoires du jet :

Selon U.S.B.R., la trajectoire du jet sortant du saut de  $SN$  peut être trouvé de l'équation =

$$y = x \cdot \text{tg } \theta - \frac{x^2}{k (4 (d + hv) \cos^2 \theta)}$$

avec :

$d$  : tirant d'eau au point  $12d = 2,41m$

$hv$  : charge dynamique au point  $12. hv = hv = \frac{v^2}{2g} = \frac{35,47}{19,62} = 64,12m$

$k$  : coefficient tenant compte des pertes par friction dans l'air, par désintégration du jet et turbulence interne.  $k = 0,9$

$\theta$  = angle de sortie du jet

$x, y$  coordonnées de la trajectoire du jet par rapport à un système d'axe comme montré sur le graphe.

Dans le tableau ci-dessous, on trouve pour différents angles  $\theta$  et  $x$ , les  $y$  suivants :

$x$	$\theta$	10	20	30	40	50	60	70	80
10		1,35	1,88	1,58	0,45	-1,49	-4,27	-7,87	43,45
20		3,19	5,47	6,84	17,31	6,87	5,53	3,28	0,13
30		5,24	19,41	12,52	14,56	15,53	15,44	14,28	12,05
45		9,20	16,80	22,80	27,20	30	31,20	30,80	28,80

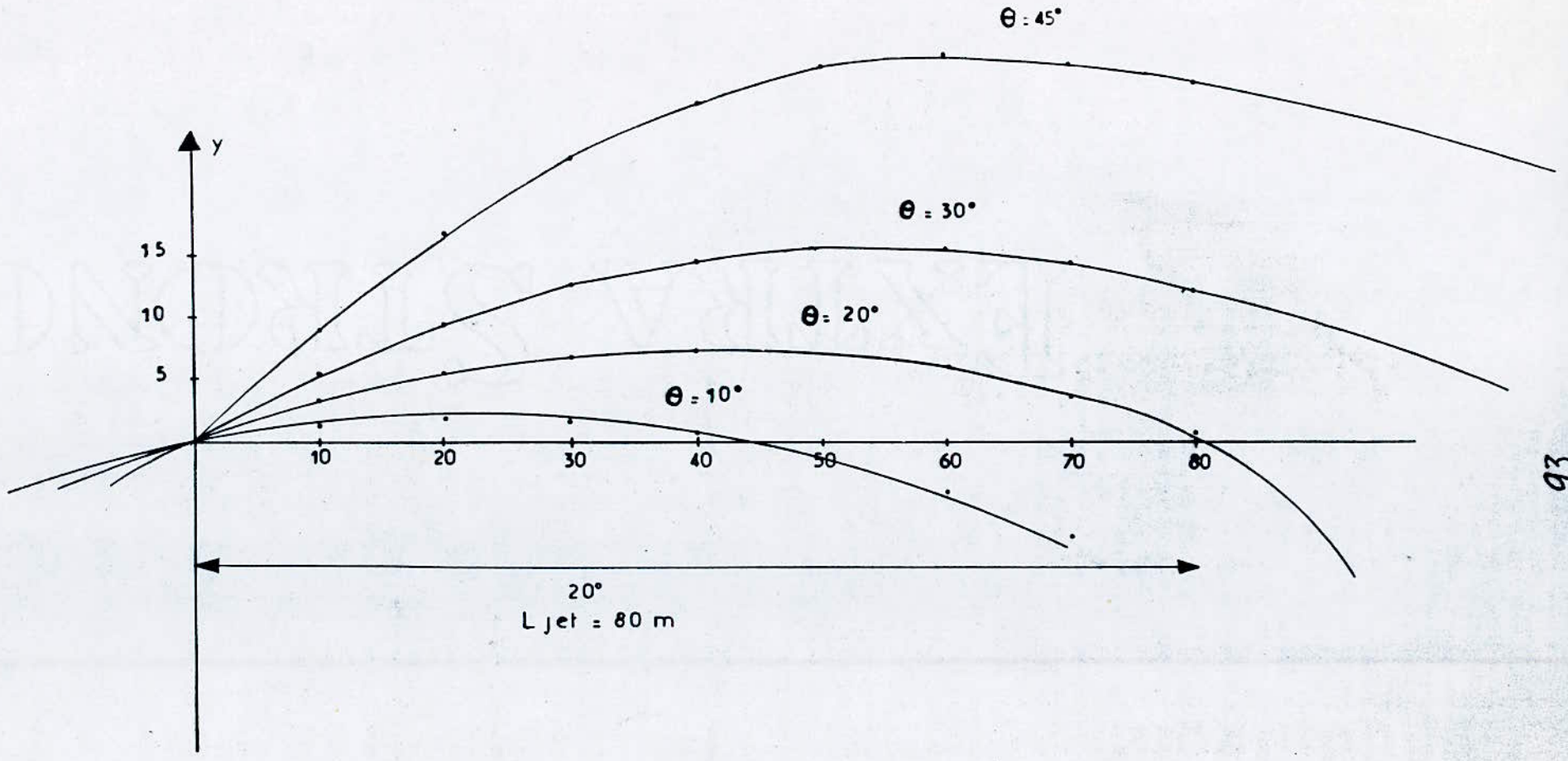
Les trajectoires ainsi obtenues sont présentées sur le graphe, N° IV.15.

L'angle de sortie du jet retenu est  $\theta = 20^\circ$



TRAJECTOIRE DU JET :

Echelle : 1/500



- Bassin de dissipation :

Le bassin a ressaut est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des bergers.

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Fraude :  $F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}$

y : tirant d'eau

V : vitesse

F est proportionnel à V et dépend donc directement de la hauteur de chute.

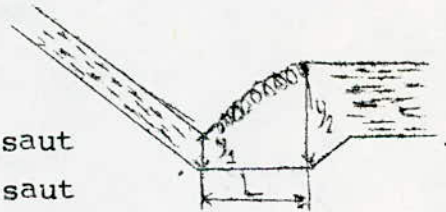
Il est aussi inversement proportionnel à  $\sqrt{y}$ . On peut donc croître F en diminuant y ce qui revient à augmenter la largeur du coursier et du bassin. Pour dimensionner le bassin, on est parti des conditions à l'entrée du bassin qui sont données par la courbe de remous :

$$V_1 = 35,47 \text{ m}^3/\text{s} \quad y_1 = 2,41 \quad Q = 2280 \text{ m}^3/\text{s}$$

L : Longueur du ressaut

y<sub>1</sub> : tirant d'eau avant le ressaut

y<sub>2</sub> " " après le ressaut



$$F = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} = \frac{35,47}{\sqrt{9,81 \times 2,41}} = 7,30$$

Des abaques sont établis dans l'ouvrage "SMALL DAMS" en fonction du nombre de Froude pour la détermination des caractéristiques ressaut et de la longueur du bassin.

Pour F = 7,3, on trouve :

$$\frac{L}{y_1} = 4,2 \Rightarrow L = 4,2 \times 2,41 = 10,12 \text{ m} \quad L = 10,12 \text{ m}$$

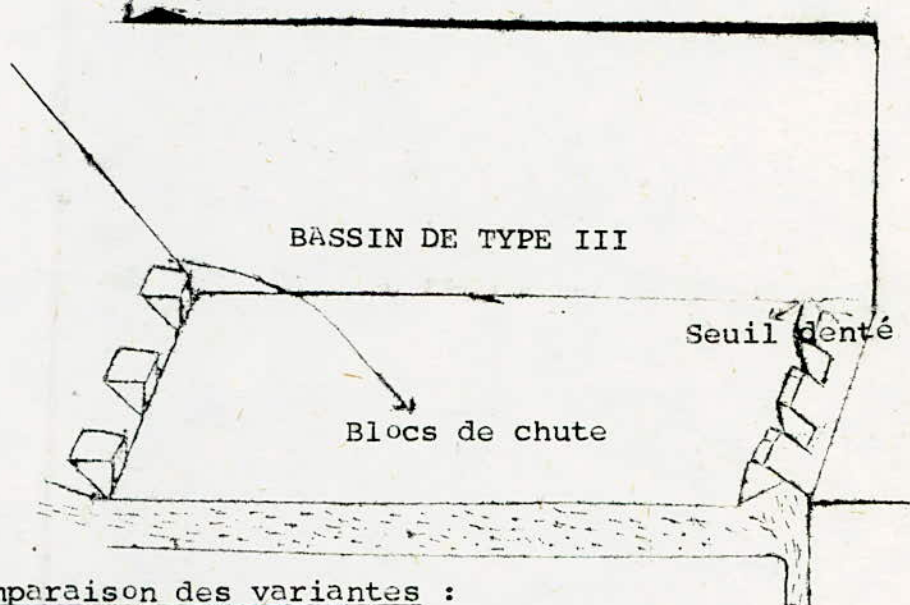
$$\frac{y_2}{y_1} = 9,8 \Rightarrow y_2 = 9,8 \times 2,41 = 23,62 \text{ m} \quad y_2 = 23,62 \text{ m}$$



La longueur du bassin est donnée par l'expression :

$$L_B = 7 (y_2 - y_1) = 7 (23,62 - 2,41) = 148,47m$$

Ce bassin est du type III. dont le schéma est indiqué dans la figure. IV.1.6.

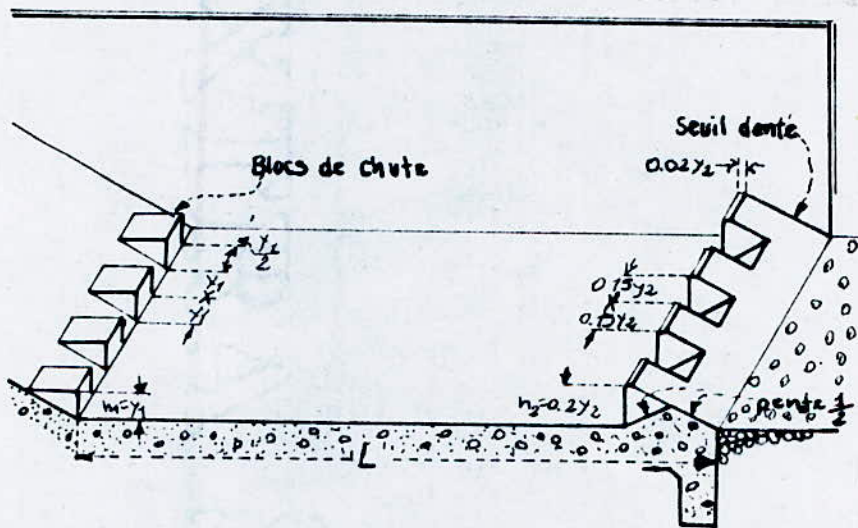


- Comparaison des variantes :

- Le bassin de dissipation, en plus de son importante longueur ( $L = 150m$ ), présente des difficultés lors de son exécution. Vu ses dimensions, les volumes d'excavation, de béton et de ferailage sont importants.

- Le saut de SKI, par contre, n'est pas difficile à réaliser étant donné que la roche où il sera fondé, présente de bonnes qualités géologiques et géotechniques (conglomérats). Par conséquent, il est économique.

Pour cela, on choisit, comme variante de restitution, le saut de SKI.



Bassin TYPE III

Fig IV-16



IV.1.9. - Génie Civil des évacuateurs de surface :

- Le dessin et le choix de la structure des ouvrages d'évacuation de crues est l'opération qui suit immédiatement la sélection du type d'évacuateur et l'étude hydraulique de celui-ci.

- Il est rare que le terrain sur lequel doit être installé l'évacuateur puisse résister à l'érosion par le courant d'eau. Le plus souvent, il est nécessaire de prévoir un revêtement peu érodable. On utilise pour cela les enrôchements, la maçonnerie et le béton de ciment. On peut pratiquement établir des évacuateurs sur presque tous les types de terrains de fondation à condition que les déformations soient acceptables. Néanmoins, la conception des ouvrages dépend étroitement des caractéristiques de fondation. Ces dernières sont jugées bonnes d'après l'étude géotechnique effectuée sur la rive gauche (emplacement de l'évacuateur).

- Les murs, les bajoyers, le fond, les revêtements, doivent résister aux poussées hydrostatiques, aux charges hydrodynamiques à la poussée des terres et éventuellement aux déformations et aux variations de température.

a) - Déversoir :

Le déversoir, de profil normal, est essentiellement un petit barrage en béton deversant. Il se conçoit et se calcule comme tel. Voir figure N° IV.17.

b) - Murs et bajoyers :

Les murs latéraux et bajoyers travaillent essentiellement comme des murs de soutènement et ont donc à s'opposer à la poussée des terres à laquelle s'ajoute la poussée de l'eau intersticielle.

La poussée des terres peut être évoluée par les formules usuelles d'équilibre des massifs pulvérilents (Poncelet, Rankine, Boussinesq-CAQUOT). On néglige en général la cohésion, ce qui va dans le sens de la sécurité. L'équilibre de l'ensemble terre-mur est calculé comme pour l'étude de stabilité d'un barrage en béton, au renversement et au glissement en vérifiant

que les contraintes en fondation sont acceptables. Les coefficients de sécurité à respecter sont les mêmes que ceux qui sont adaptés dans l'étude de stabilité d'un barrage.

Les murs proprement dits sont calculés comme des consoles encastrees à la base et fléchies sous la poussée des terres et de l'eau de saturation. Le canal est vide (voir fig.IV.1.8).

c) Revêtement du fond du coursier :

Le fond des organes d'évacuation est soumis à la pression hydrostatique de l'eau, aux forces d'entraînement dues au mouvement de l'eau (réaction à la perte de charge); aux forces dynamiques de courant, aux sous-pressions dues à l'eau infiltrée dans la fondation et éventuellement aux forces de soulèvement (en fait un accroissement des sous-pressions) dues aux dépressions pouvant occasionnellement se créer par suite d'un mauvais dessin hydraulique.

Il peut s'y ajouter la composante du poids de long de la pente, si le coursier à une pente longitudinale importante.

En réalité, il n'est pas facile de calculer avec exactitude l'effet de toutes ces forces, aussi les épaisseurs de béton sont le résultat des règles.

d) Saut de ski

Voir figure N° IV.19.





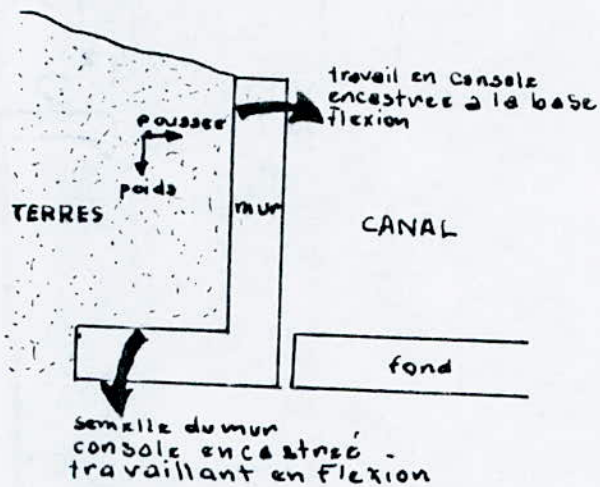


Schéma des effets de la poussée des terres  
sur les bajoyers

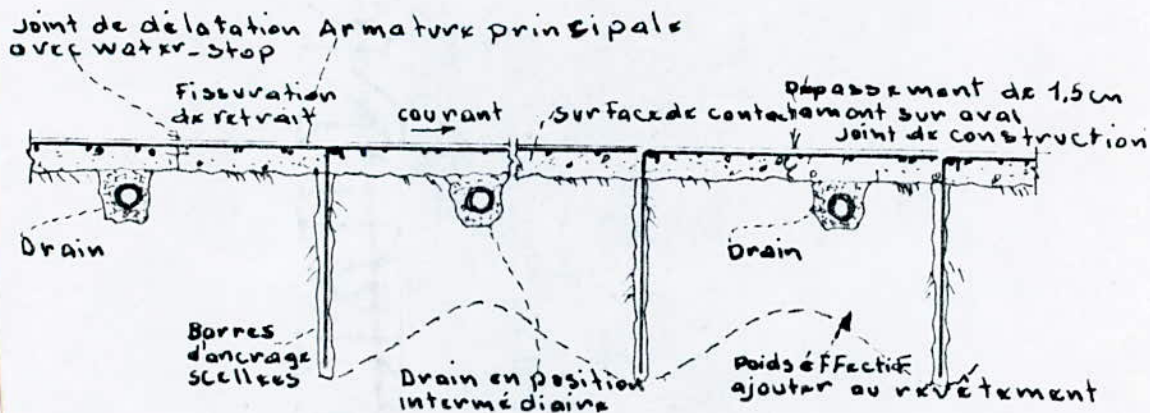
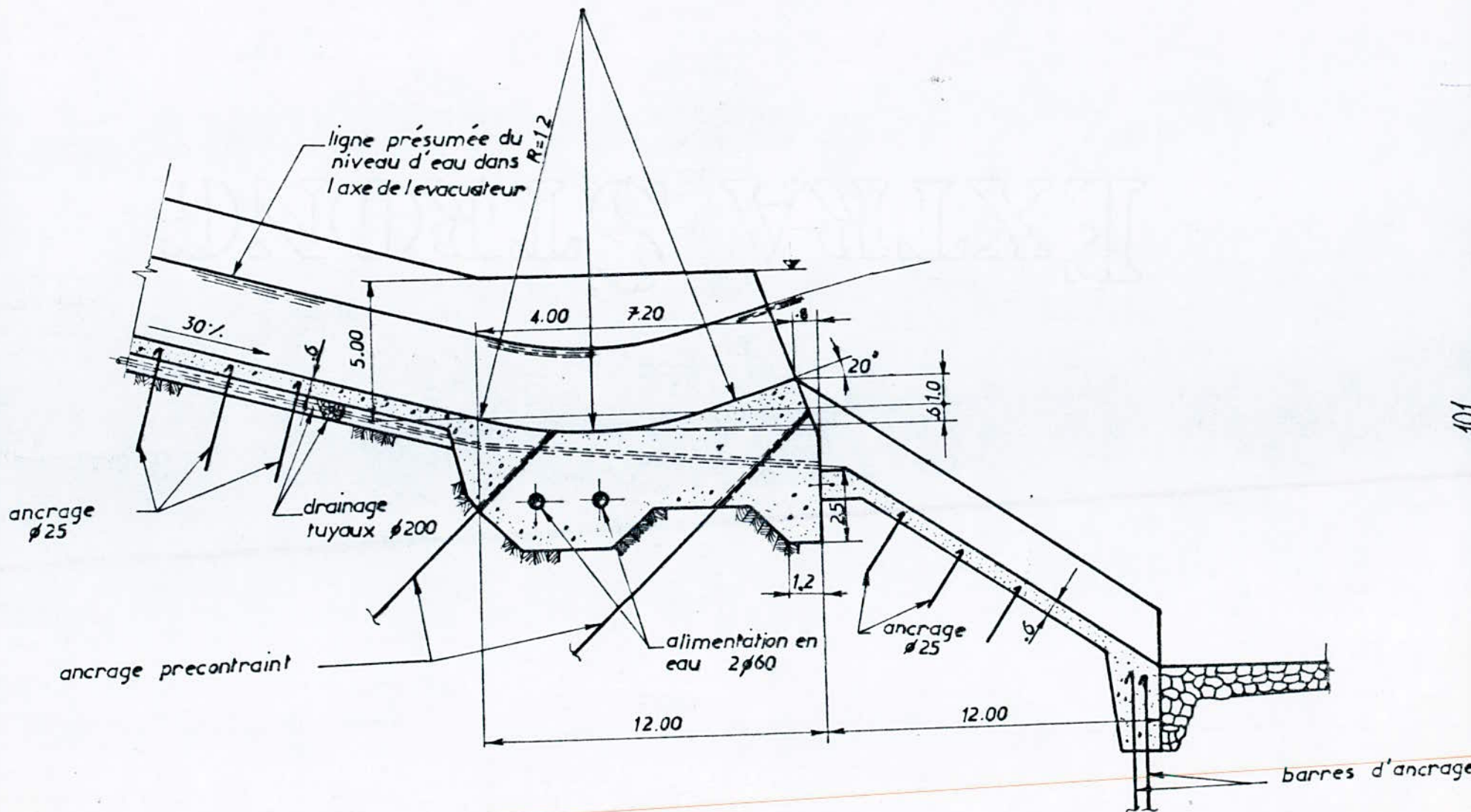


Schéma de revêtement sur fondation rocheuse



Fig IV. 19



COUPE TRANSVERSALE DU SAUT DE SKI

## VI.2: Evacuateur de crue en puits : Variante 2.

Une seule solution d'évacuateur de crues en puits a été étudiée. Cet ouvrage a l'avantage d'être relativement compact et de pouvoir être combiné avec la dérivation provisoire et la vidange de fond. Cependant, du point de vue hydraulique, ce type d'évacuateur présente l'inconvénient de s'engorger. A partir de ce moment, le débit ne croît que faiblement lorsque le plan d'eau monte et la revanche disponible ne peut servir qu'à stocker l'eau de la crue.

Le calcul hydraulique effectué pour cette variante a montré que le deversoir de l'évacuateur n'est pas noyé pour le passage de la crue dix millénaires. Ainsi le problème d'engorgement est évité et cet ouvrage peut être utilisé sans danger pour l'évacuateur de crues.

### IV.1.2. - Emplacement et description :

- Cette solution classique est implantée sur la rive gauche, lieu où sont prévues la dérivation provisoire et la vidange de fond.

La corolle est fondée à la côte 505 NM sur les conglomérats qui sont de bonne qualité. Elle présente un diamètre de 44m et, est située à la côte normale de retenue 560 N.M. Elle est composée de 6-guidaux qui facilitent l'entonnement correct de la lame d'eau.

Cette corolle est suivie d'un tronçon cylindrique vertical (puits) de 14m de diamètre, d'une longueur d'environ 52m, puis d'un coude de 90° débouchant dans une galerie d'écoulement libre de 262m de long environ.

La section est circulaire. Cette galerie est construite en tranchée réalisée en partie dans le rocher.

L'évacuateur se termine par un bassin d'amortissement de 190m de long, dont le radier est à la côte 498 N.M. et qui remonte jusqu'au lit de la rivière par plusieurs redents favorisant la formation du ressant.



Du fait de sa côte, ce bassin, ainsi que la galerie resteront toujours rempli d'eau, ce qui représente un inconvénient pour le contrôle de l'ouvrage (nécessité de batarder et de pomper l'eau pour inspection).

Signalons que l'ouvrage de restitution n'a pu être réalisé en saut de <sup>ski</sup> plus économique qu'un bassin d'amortissement à cause du niveau bas de la galerie ne permettant pas une restitution dénoyé.

Cet ouvrage est conçu pour permettre le passage de la crue cinq millenaire sans risque d'engorgement. Les plus hautes eaux atteignent alors la côte 564.N.M. pour un débit de  $2160\text{m}^3/\text{s}$ . De plus on vérifie que le crue dix millenaires extrême peut passer sans atteindre la côte du couronnement à 566.N.M., la revanche étant de 2m pour ce barrage.

On remarquera que le tronçon de galerie sera bouché en fin de travaux pour réaliser le coude au bas de la corolle. Cette solution d'évacuateur de crues sous la digue a le principal avantage de regrouper les ouvrages dans un même ensemble. Ce qui tend à les rendre économique. Elle doit en supporter les inconvénients forte imbrication des chantiers de terre et de béton, durée importante pour l'exécution de la dérivation provisoire qui nécessite la réalisation de la partie inférieure du puits de deversoir.

- Remarque :

Vu l'importance des dimensions de cette variante, on a pensé à étudier un évacuateur à double puits. Les dimensions seraient alors réduites. En plus, cette variante présente une sécurité vu la présence de deux (02) évacuateurs séparés (possibilité de réparation sur un évacuateur tout en maintenant une évacuation de crue possible sur l'autre).

Etant donné que l'avantage principal de l'évacuateur en puits résulte dans l'utilisation de la galerie de dérivation, et que cette variante nécessite un percement d'un autre puits et une autre galerie, cette variante n'est pas intéressante du point de vue économique et technique.

#### IV.2. Dimensionnement de l'évacuateur en puits :

Le dimensionnement se fera en 3 étapes :

- dimensionnement du déversoir circulaire
- dimensionnement du puits
- dimensionnement du coude et de la galerie d'évacuation

#### Capacité d'évacuation du déversoir circulaire :

Soient : H : hauteur d'eau se déversant dans la tulipe (m)

R : Rayon de la tulipe (m)

La valeur du rapport H/R nous définit les différents régimes hydrauliques qui peuvent se produire :

$H/R < 0,46 \rightarrow$  déversement libre

$H/R = 0,46 \rightarrow 0,8 \rightarrow$  déversement noyé et la capacité de déversement diminue

$H/R = 0,8 \rightarrow 1 \rightarrow$  déversement au dessus de la tulipe où se forme un plan d'eau régulier.

$H/R = 1 \rightarrow 1,6$  et supérieur à 1.6  $\rightarrow$  le régime hydraulique de la tulipe est identique à une conduite en charge.

#### Nappe déversante au dessus du déversoir :

-Le laminage de crues a été fait pour ce cas pour un diamètre de 40 m de la corolle vu l'importance du débit.

- Le dimensionnement de l'évacuateur sera fait pour une valeur de la nappe déversante  $h = 4m$  correspondant à un débit laminé de  $Q = 2160m^3/S$

Le tableau suivant donne les résultats du calcul du laminage de crues :



crue (m <sup>3</sup> /s)	Longueur du dé- versoir (m)	hauteur de la nappe déver- sante (m)	Débit laminé
Q5000=2614	40II	4	2160
Q10000=2830	40II	4,5	2500

(Voir Annexe pour les détails de calcul du laminage.)

N.B. Le diamètre de la corolle sera recalculé ultérieurement pour vérifier que le déversement sur le deversoir est libre.

#### IV.2.2.1- Deversoir circulaire :

Le deversoir circulaire fonctionne comme un deversoir latéral tant que le rayon de la tulipe est suffisamment grand par rapport à la charge H. Dans ce cas, la contraction des filets liquides dans le puits ne gêne pas l'écoulement sur le seuil qui reste dénoyé. Le fonctionnement de cet évacuateur est automatique car le niveau du seuil d'entrée du deversoir est à la cote du N.N.R. = 560 N.M.

- Le profil de la crête du deversoir doit satisfaire aux exigences suivantes : éviter des dépressions créant un risque de cavitation ou de décollement et maintenir néanmoins une courbure suffisante pour un bon coefficient de débit et des dimensions réduites. Dans le dimensionnement des puits, il y a également lieu d'éviter des dépressions trop élevées.

Pour notre évacuateur, on a retenu un entonnement à seuil circulaire prolongé par un puits coudé assurant le raccordement à la galerie.

#### Rayon du seuil : (Tulipe) :

Le débit d'un deversoir à seuil libre est donné par la formule suivante :  $Q = \mu L \sqrt{2g} H^{3/2}$

Q : débit laminé de crue ( $m^3/S$  -  $Q=2160m^3/S$ )

U : Coefficient du débit

L : Longueur développée du seuil (m)

H : Charge sur le seuil (m) H = 4m : voir laminage

Etant donné, qu'on a considéré 6 guideaux, la longueur développée sur le seuil devient :

$$L = 2\pi R - n S'$$

R : Rayon du seuil (m)

n = nombre de guideaux n = 6

S' = épaisseur d'un guideau, estimé à 0.5m



Le coefficient du débit  $\mu$  est compris entre 0.45 à 0.48

On peut prendre le débit sensiblement égale à :

$$Q \approx 2 L H^{3/2} \Rightarrow$$

$$Q = 2 \left[ 2 \pi R - ns \right] H^{3/2} \text{ d'ou on tire le rayon } R :$$

$$R = \frac{1}{2 \pi} \left( \frac{Q}{2 H^{3/2}} + ns' \right)$$

$$\text{A.N : } R \equiv \frac{1}{2 \times 3,14} \left( \frac{2160}{2 \times 4^{3/2}} + 6 \times 0,5 \right) = 21,78 \text{ m}$$

$$- R = 22 \text{ m} \Rightarrow H/R = \frac{4}{22} = 0,182 < 0,46$$

$\Rightarrow$  deversement libre

Détermination du profil du seuil deversant:

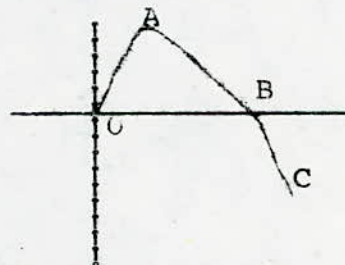
Soient P : hauteur de pelle ( m)

R : rayon de la tulipe R = 22m

H : charge sur le seuil H = 4m

A fin de représenter la profil du seuil déversant, on prend comme valeur de  $P/R = 0,15$ , ce qui correspond à une hauteur de pelle de 3,3m.

Coordonnées de la face inférieure de la veine liquide:



$$P/R = 0,15$$

$$H/R = 0,182$$

Valeur de $Y/H=f(X/H)$ dans				Valeur de $X/H=f(Y/H)$ dans			
OAB				BC			
X/H	X	Y/H	Y	Y/H	Y	X/H	X
0.05	0.2	0.0368	0.1472	0	0	0.4131	1.6524
0.1	0.4	0.05369	0.21476	-0.02	-0.08	0.4541	1.8164
0.16	0.64	0.061	0.244	-0.1	-0.4	0.5915	2.366
0.2	0.8	0.061	0.244	-0.2	-0.8	0.7235	2.891
0.3	1.2	0.0473	0.1892	-0.4	-1.6	0.9363	3.7452
0.4	1.6	0.0191	0.0764	-1	-4	1.3878	5.5512
				-2	-8	1.9146	7.6584
				-3	-12	2.3205	9.282
				-4	-16	2.6426	10.5704
				-5	-20	2.8838	11.5352

- Coordonnées de la face supérieure de la veine liquide:

$$\frac{P}{R} = 0,15 \quad ; \quad \frac{H}{R} = 0,182$$

X/HS	X	Y/HS	Y
-0.4	-1.6	0.8708	3.4832
-0.2	-0.8	0.8345	3.3380
0	0	0.7917	3.1668
0.2	0.8	0.7280	2.9120
0.6	2.4	0.5551	2.2204
1	4	0.32032	1.2813
1.6	6.4	-0.21385	-0.8554
2	8	-0.72345	-2.8938
2.8	11.2	-1.9547	-7.8188



#### IV.2.2.2. Dimensionnement du puits :

- Le diamètre du puits est déterminé graphiquement du graphe N° 120. Le diamètre de la tulipe, initialement étant de 44m au niveau de la retenue normale, diminue progressivement jusqu'à devenir constant.

A ce moment, on mesure le diamètre du puits et on trouve  $D=14m$   
La différence du niveau de ce point et celui de la retenue normale est alors :  $h = 560 - 532 = 28m$

- Pour éviter les depressions et l'instabilité de l'écoulement dans le puits, on doit vérifier la condition suivante :

- La hauteur cinétique doit être toujours inférieure à l'énergie totale disponible.

$$\text{C.A.D.} - \frac{\alpha V_i^2}{2g} \leq H_i - D H_i$$

avec :

$H_i$  : différence de hauteur entre les niveaux d'eau dans la retenue et la section considérée -  
 $H = 28m$

$D H_i$  : perte de charge dans le puit estimé à  $5\% H$

Vérification :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \times 2160}{3,14 \times (14)^2} = 14,03m/s$$

$$\frac{\alpha V^2}{2g} = \frac{1 \times (14,03)^2}{2 \times 9,81} = 10,032m$$

$$H - D.H = H - 5\% H = 30,72m$$

On a ainsi :

$$10,032 < 30,72$$

- Le puits est raccordé à la galerie par un coude de  $90^\circ$ . Au niveau de la galerie, ce coude est composé d'un déflecteur d'épaisseur  $e = 0,25D$ . Ce déflecteur a pour rôle la diminution de la charge hydraulique et la stabilisation de l'écoulement dans la galerie.

. Le régime d'écoulement dans la galerie doit être à surface libre vu l'importance de ses dimensions, et les corps solides qu'elle peut transporter. Le taux de remplissage est de 75%.

Cette galerie sera aérée par un reniflard afin d'éviter les phénomènes de battement ou des vibrations sous l'effet du passage en écoulement instable.

Voir figure IV.20.

#### IV.2.2.3.- Calcul du remous dans la galerie :

Le calcul du remous le long de la galerie est effectué grâce à un programme informatique établi par Monsieur THUMA de l'E.N.P

Ce programme est établi selon les recommandations suivantes:

- Le régime d'écoulement dans la galerie est torrentiel
- Le passage d'un régime à un autre est interdit (torrentiel --- fluvial)
- Après avoir calculé les profondeurs normales  $y_n$  et critique  $y_c$ , la pente critique, on doit vérifier que :

$$y_n < y_c \quad \text{et} \quad i_r > i_c$$

La pente du radier  $i_r$  étant égale à 0,012

- L'organigramme de ce programme est présenté à la figure.....
- Les résultats de calcul de remous sont présentés dans le tableau suivant .



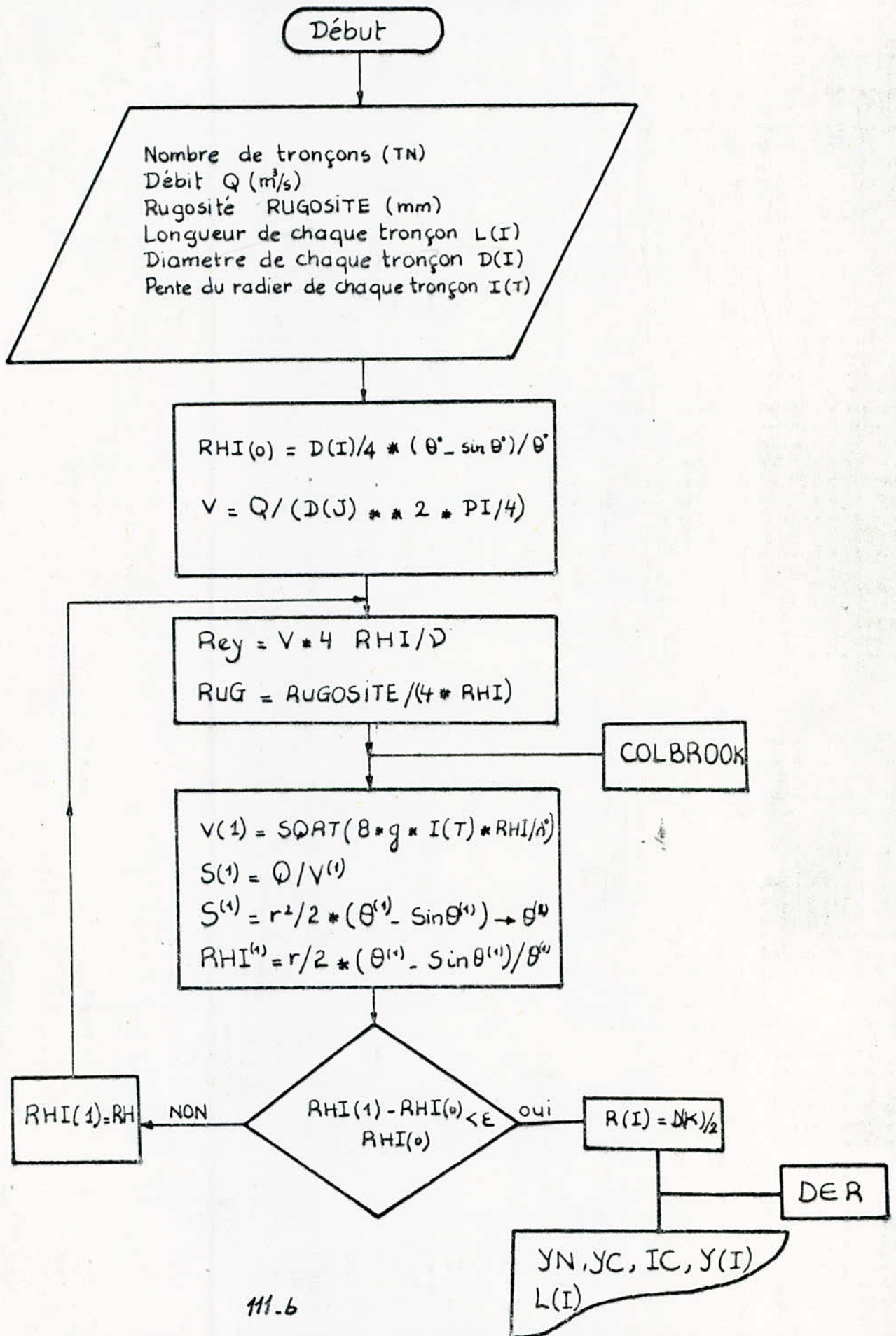
## Résultats du calcul du REMOUS

$D$ [mm]	$L$ [m]	$\gamma_n$ [m]	$\gamma_c$ [m]	$I_r$	$I_c$
14000	262	11,19	13,05	0,015	0,012

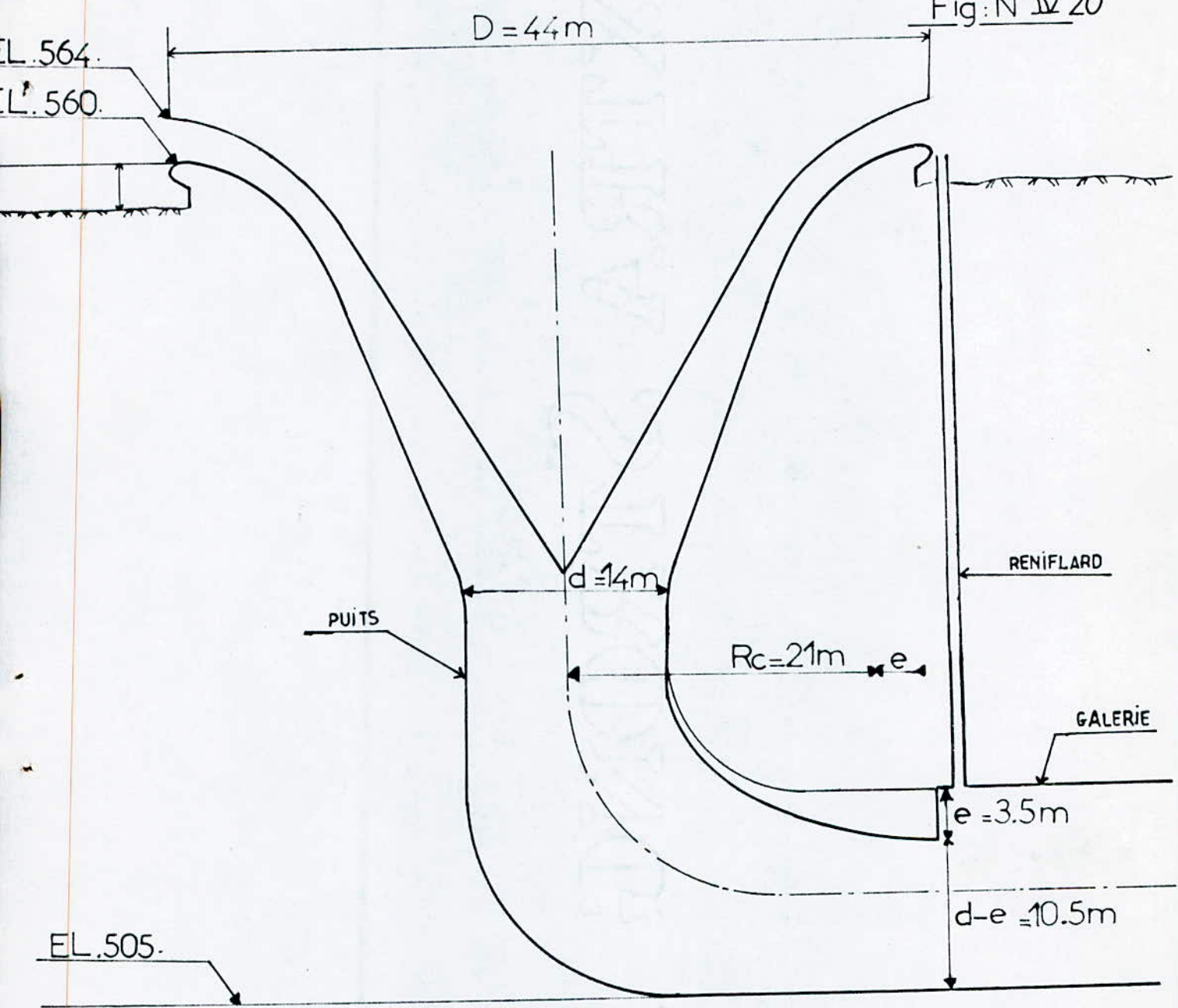
N°	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
LONG (m)	0	3,1075	12,7694	22,4468	32,1401	41,8497	51,5759	61,3191	71,0798	80,8584	90,6554	100,4711	110,3060	120,1606	130,0354	139,9309	149,8476	159,7860
Y (m)	5,5960	5,6000	5,6371	5,6682	5,6994	5,7305	5,7616	5,7928	5,8241	5,8553	5,8866	5,9179	5,9493	5,9806	6,0120	6,0435	6,0750	6,1065

N°	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
LONG (m)	169,7467	179,7303	189,7372	199,7681	209,8236	219,9043	230,0109	240,1445	250,3044	261,9926
Y (m)	6,4380	6,1696	6,2012	6,2329	6,2645	6,2963	6,3280	6,3599	6,3917	6,4236

# ORGANIGRAMME DE 'REMOUS'







EVACUATEUR DE CRUES EN PUIITS

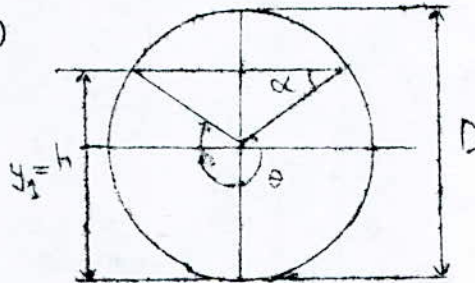
IV.2.2.4. Bassin de dissipation :

La galerie d'évacuation se termine <sup>par</sup> un bassin de restitution proche de l'oued. Le calcul de la courbe de remous à l'intérieur de cette galerie a permis de donner les valeurs suivantes :

- Profondeur d'eau à la fin de la galerie  $y_1 = 6,42$

Cette valeur correspond à une section :

$$S = \frac{r^2}{2} (\theta - \sin \theta)$$



$$y_1 = h$$

- à la valeur  $y_1 = 6,42\text{m}$  correspond un angle  $\theta = 170,66$

$$S = (7)^2 (0,95 - \sin 170,66) = 69,11\text{m}^2$$

- La vitesse à l'extrémité de la galerie sera :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{2160}{69,11} = 31,25\text{m/s}$$

- Le nombre de Froude correspond est :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{31,25}{\sqrt{9,81 \times 6,42}} = 3,94$$

D'après "SMALL DAMS" , et pour  $2,5 < F < 4,5$ , on choisit un bassin de dissipation du Type I (voir figure IV N° 21).

Les caractéristiques de ce bassin sont données par des abaques même ouvrage. On trouve :

$$F = 3,94 \implies \frac{y_2}{y_1} = 5,1 \implies y_2 = 5,1 \times y_1 = 32,74\text{m}$$



$y_2$  : hauteur conjuguée du ressaut produit dans le bassin

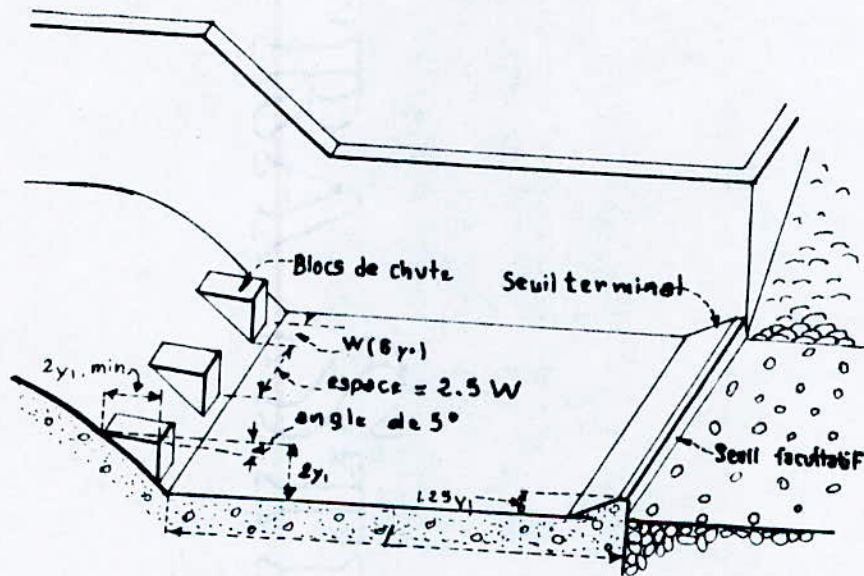
- La longueur du ressaut est :

$$LR = 7 (y_2 - y_1) = 7 (32,74 - 6,42) = 184,24$$

- La longueur du bassin de dissipation est : (tirée de l'abque

$$\frac{LB}{y_2} = 5,8 \quad \implies LB = 5,8 \times 32,74 = 189,90m$$

$$LB = 190m$$



Bassin de dissipation de TYPE I

Fig IV.21



#### IV.2.3.- Génie civil des évacuateurs en puit :

- Les dangers que présenterait toute infiltration dans le barrage des eaux des conduites (puits et galerie) de l'évacuateur, impose de vérifier avec soin la résistance mécanique de ces conduites afin de s'assurer qu'il n'y ait pas risque de rupture.

- La pression due au poids de remblai du barrage au dessus de la galerie, bien qu'elle soit très répartie, peut constituer un danger de rupture vu l'importance de la hauteur du barrage (67m). Quand la galerie est en béton armé et présente des ancrages, le danger est pratiquement écarté.

- Un autre problème aussi important est le risque de rupture par flexion longitudinale due aux tassements.

La question est relativement complexe car, en cas de tassement excessif, on ignore quel est le comportement réel de la conduite. Etant donné qu'à ce niveau les fondations sont de <sup>bonnes</sup> qualités possibles (sous la digue), le tassement se fera surtout à l'endroit où le terrain naturel est remplacé par la terre compactée.

- Sous l'effet du poids de la digue, il se produit un déplacement vers le bas dû à la fois à l'élasticité instantanée et à la consolidation de cette fondation. On peut calculer le tassement par les méthodes classiques de la mécanique des sols.

- La galerie étant en béton armé est très résistante mais relativement rigide. Il est nécessaire de comparer la flèche due au poids de remblai avec celle due au tassement pour s'assurer qu'il n'y a pas risque de décollement sous la conduite et vérifier la résistance des armatures.

#### Bassin de dissipation :

Ce bassin sera revêtu de béton. Le fond de ce bassin est à un niveau inférieur à celui de l'émissaire. Sa fondation est donc saturée en permanence. Quand le niveau de l'eau baisse dans le bassin, celui-ci est soumis à une sous-pression. Le revêtement de fond en béton doit donc être suffisamment lourd pour contrebalancer l'effet de soulèvement dû à la sous-pression à

qu'on ne puisse installer un système de drainage efficace, ce qui est toujours difficile à cet endroit ne serait-ce qu'en raison des risques d'obturation par les dépôts dans les drains. Pour le calcul, le bassin est considéré comme un corps en équilibre sous l'effet des forces actives d'une part (forces de soulèvement dues aux sous-pressions, poids du bassin et de l'eau contenue) et des réactions de fondation d'autre part.

Le calcul est mené pratiquement pour un niveau d'eau moyen à l'aval et non pour le niveau maximum. On estime que les systèmes de drainage sont situés près de l'extrémité amont du bassin. En fonctionnement, la charge dans cette zone est faible ce qui facilite l'évacuation de l'eau. Le moyen le plus commode pour calculer le fond du bassin est de dessiner un diagramme des forces qui s'y exercent. L'ensemble est alors calculé comme une poutre soumise au système des forces résultantes. La zone la plus sollicitée est le raccordement de la partie en pente et de la partie horizontale qui doit être armé.



CHAPITRE V

CHOIX DE LA VARIANTE  
FINALE

V. Choix de la variante finale.

V.1. - Comparaison des variantes et choix final de la solution :

La comparaison entre les variantes d'évacuateurs de crues est faite dont le but de choisir la solution la plus intéressante des points de vue technique et économique.

. L'évacuateur de crue en puits, bien qu'il semble être économique, présente les inconvénients suivants :

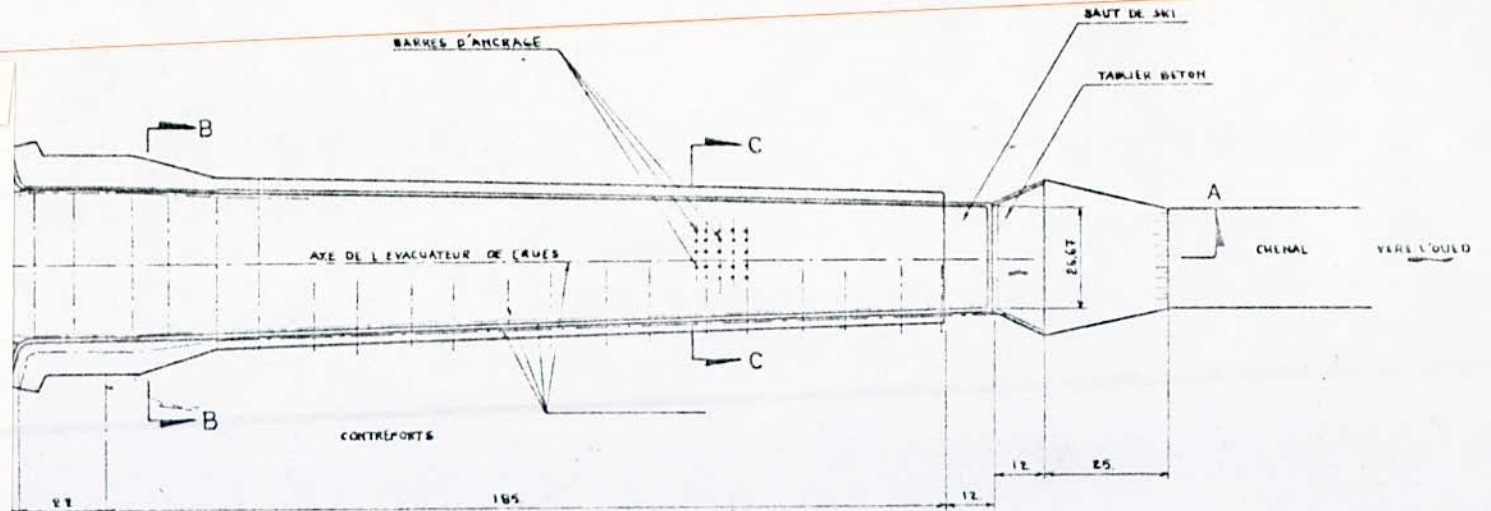
- Difficultés de réalisation d'un puits et d'une galerie de 14m de diamètre chacun, vu les techniques d'exécution pratiquées dans notre pays.

- En plus du volume important d'excavation et les difficultés de percement dans le rocher, il faut prévoir de grands soutènements et blindages de la galerie vu l'importance de ses dimensions.

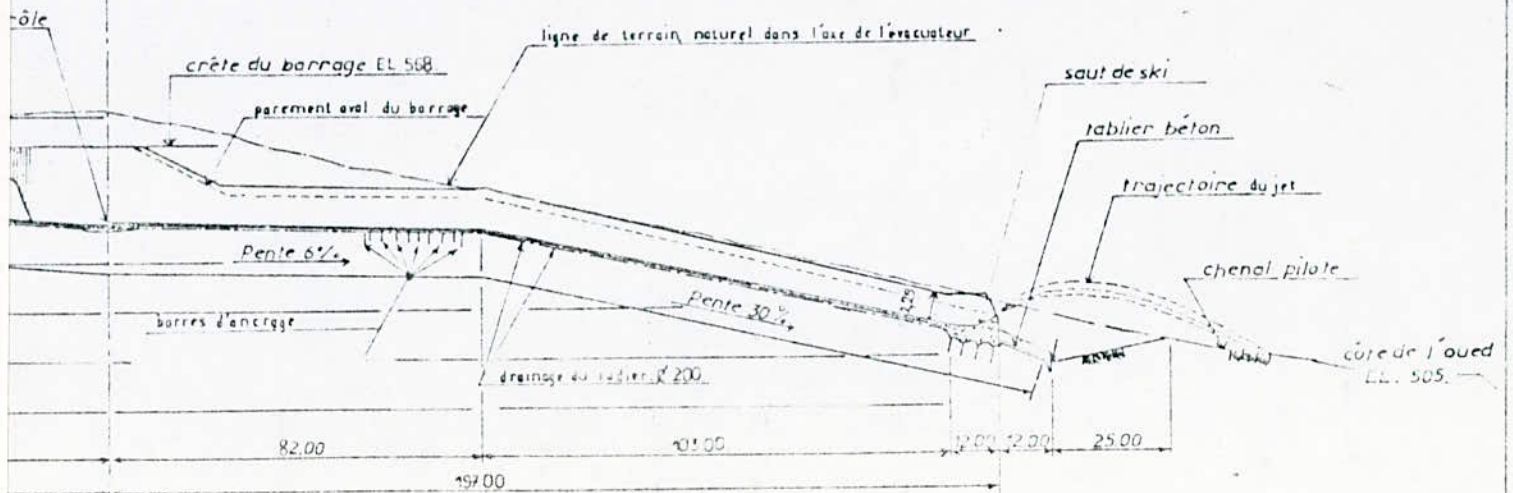
. Bien que le coût de l'évacuateur de crues de surface soit élevé, il offre une grande sécurité hydraulique au barrage. De plus, sa réalisation ne pose pas de problèmes étant donné que les techniques de réalisation sont simples.

Pour cela, l'évacuateur de crue en puits est écarté sans passer par une étude technico-économique. Ainsi, on est amené à choisir l'évacuateur de crues de surface comme une solution définitive.

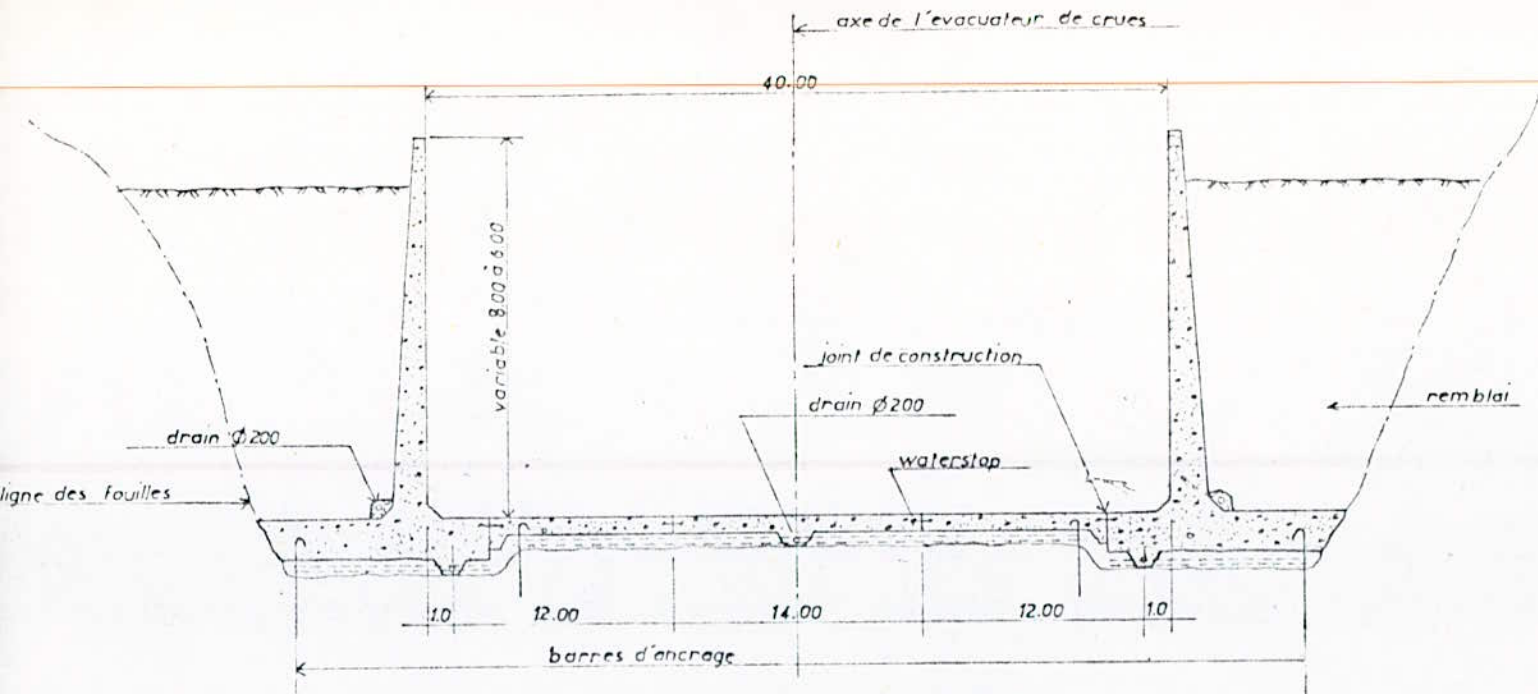




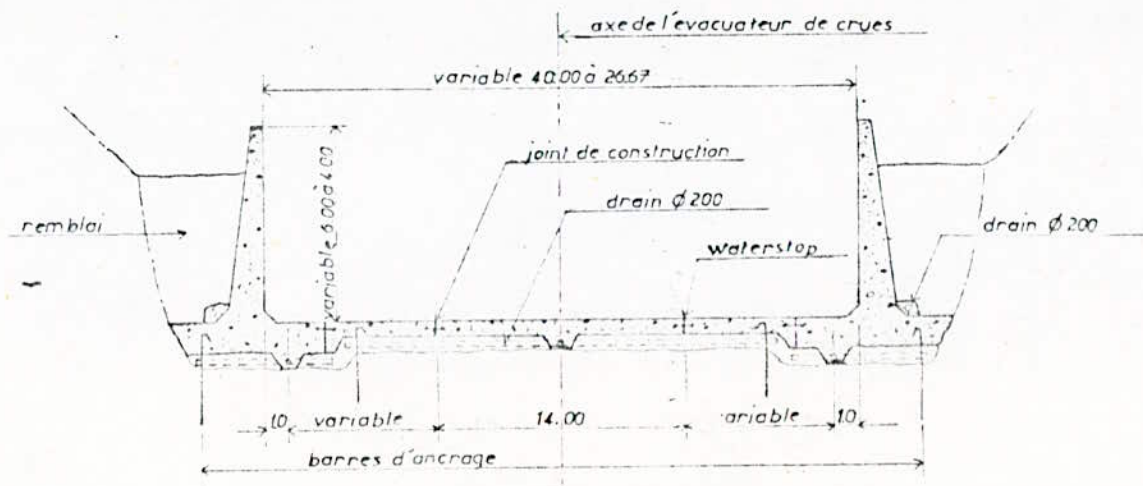
P L A N



COUPE LONGITUDINALE A-A



COUPE B-B SECTION B-B



COUPE C-C SECTION C-C



V.2.- Essai sur modèle réduit : Pour la variante choisi :

. Les buts de ces essais hydrauliques sont les suivants :

- rechercher des formes et dispositions les plus adéquates pour le déversoir, le bassin amont et le canal d'amenée, compte tenu du débit maximal à évacuer.
- Analyse des écoulements dans le deversoir : courbe débits-hauteurs et coefficient de débit.
- vérification des dimensions du coursier, mesure des lignes d'eau pour divers débit, estimation des effets d'émulsionnement.
- Définition des formes de la restitution de l'évacuateur de manière à réduire au minimum les affouillement pouvant présenter un danger pour les ouvrages (digue, évacuateur, vidange).

Malheureusement, ces essais n'ont pu être exécutés, d'où l'impossibilité de présenter plus de détails concernant le fonctionnement hydraulique des composantes de l'évacuateur.

- Conclusion :

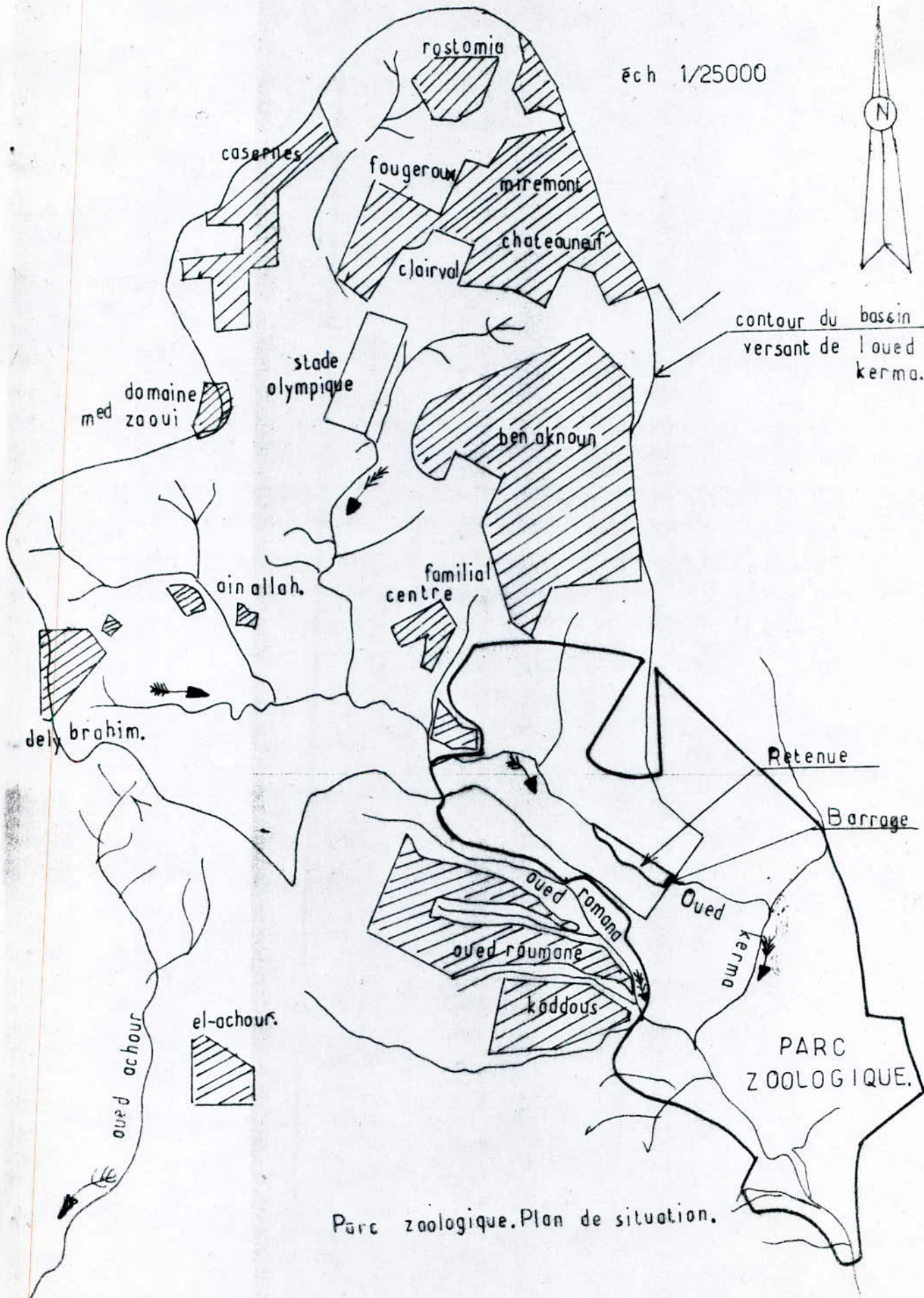
Le projet de l'évacuateur de crues du barrage de KOUDIAT AFFREN que nous venons d'exposer, actuellement à l'étude, est un exemple assez caractéristique des ouvrages réalisés ou en cours de réalisation. en Algérie.

Vu la nature du barrage en question (digue en enrochement), la grande sensibilité de cet ouvrage face au risque de submersion en cas de crues, les conditions hydrologiques sévères et parfois incertaines rendent la conception de l'évacuateur qui y est associé particulièrement délicate.

Le régime des oueds algériens est très irrégulier : Les crues sont violentes, élevées en débit de pointe et en volume relativement aux dimensions des bassins versants.

Il en résulte que l'évacuateur est souvent un ouvrage important, d'un prix du même ordre de grandeur que celui du barrage proprement dit. La mise au point de son projet (reconnaissance sur le site, étude hydrologique, étude des variantes) mérite donc d'être particulièrement approfondie, afin d'obtenir le meilleur parti du point de vue de la sécurité et de l'économie.





Parc zoologique. Plan de situation.

## B I B L I O G R A P H I E

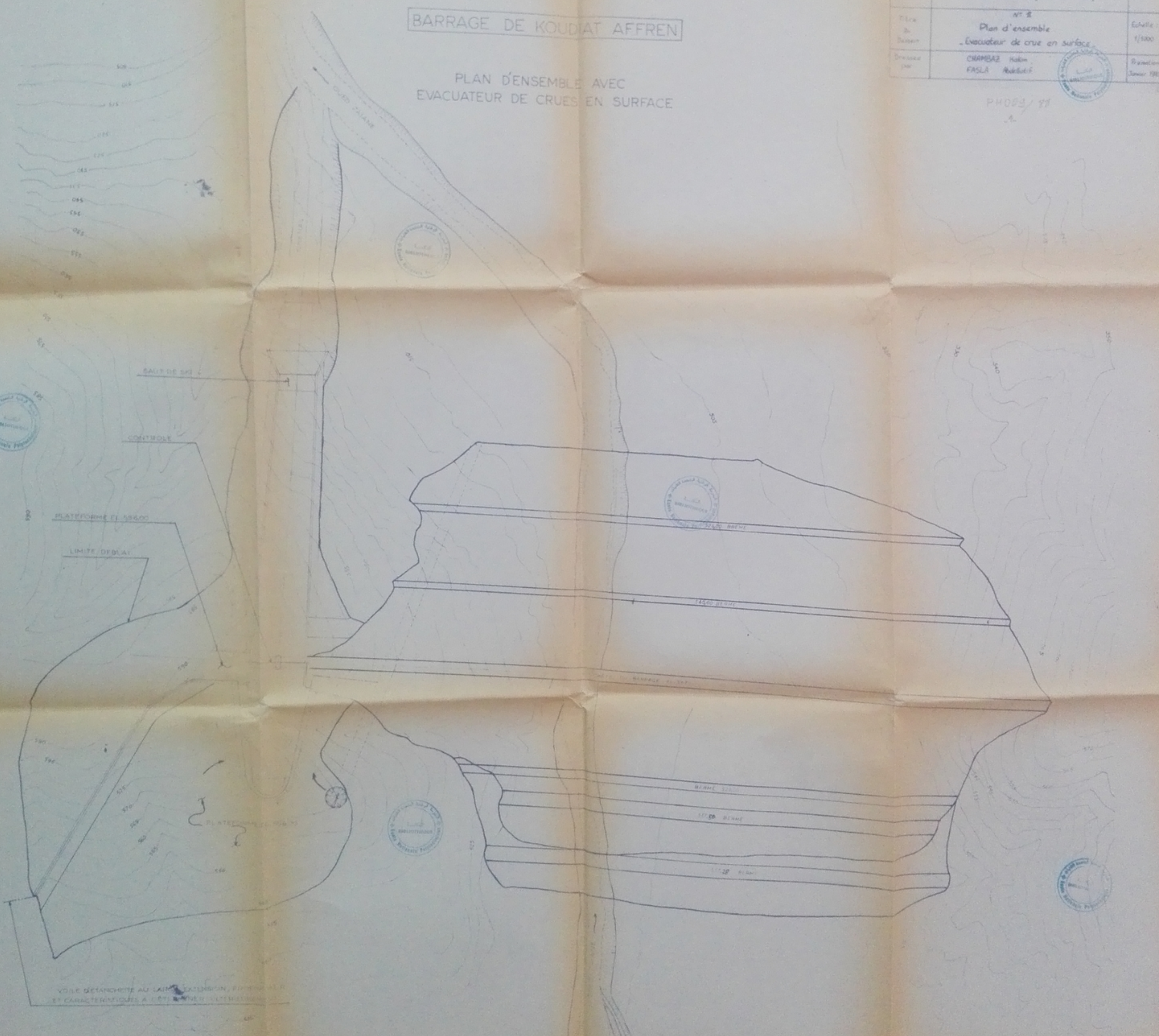
- Manuel D'HYDRAULIQUE Générale A. LENCASTRE
- HYDROLOGIE DE L'INGENIEUR REMENIERAS
- HYDRAULIQUE KREMENETSKI
- TECHNIQUE DES BARRAGES EN  
Aménagement rural Comité français des  
ingénieurs
- 4ème et 13ème CONGRES DES GRANDS  
BARRAGES NEW DELHI
- Evacuateur de crue à déversoir circulaire GARDEL
- Rapport sur l'examen de l'intérêt d'un  
amortissement des crues . Document N°5 Mai 1981.  
BARRAGE DE MEXENNA.
- *Désign of SMALL DAMS* U.S.B.R



République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de l'Enseignement Supérieur		
Titre de l'étude	CHOIX DE L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE KOUBIAT AFFREN (W. BOUIRA)	Spécialité Hydrologie
Titre du Dossier	N° 2 Plan d'ensemble Evacuateur de crue en surface	Echelle : 1/5000
Dessiné par	CHAMBAZ Hubert FASLA Abdeltif	Présenté par Janvier 1985

# BARRAGE DE KOUBIAT AFFREN

## PLAN D'ENSEMBLE AVEC EVACUATEUR DE CRUES EN SURFACE



PH003/85  
A



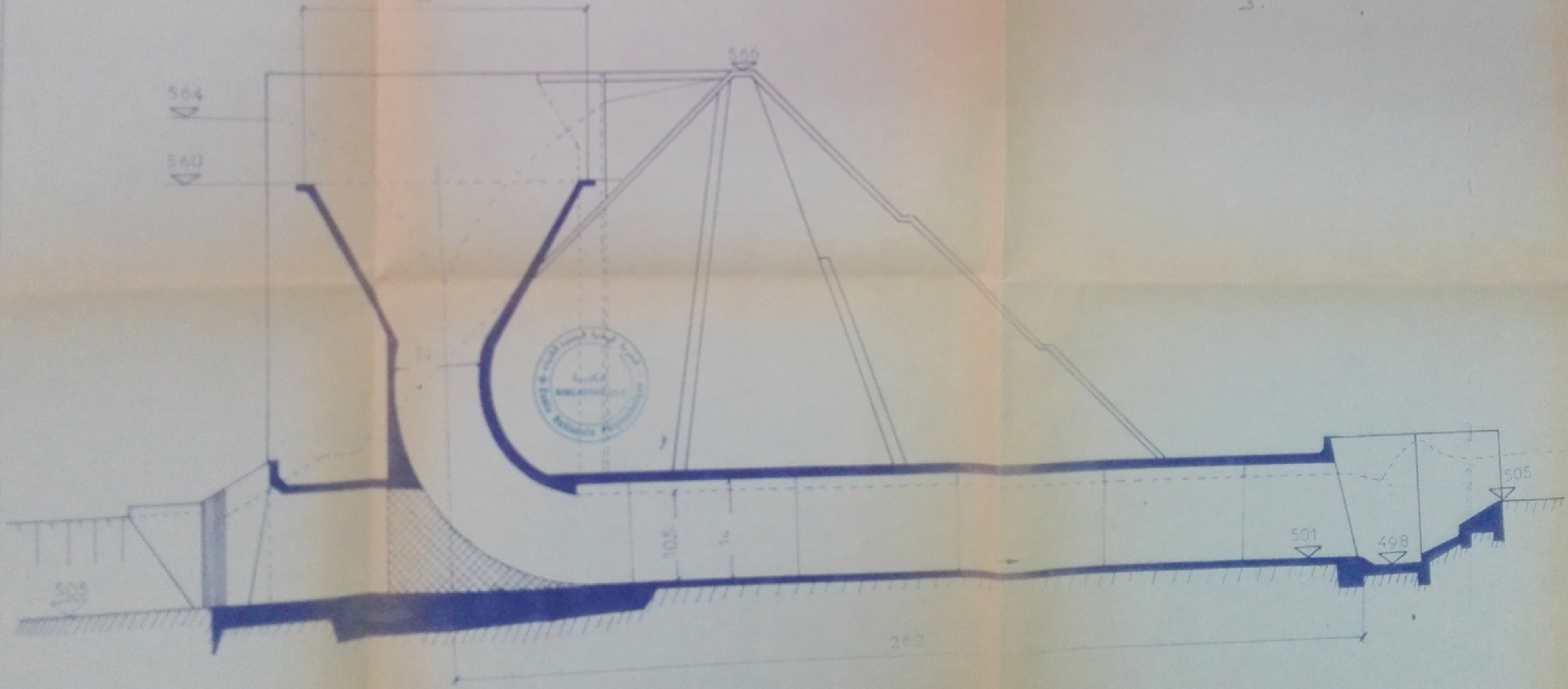




E.N.P.	Ministère de L'Enseignement Supérieur	
Titre de l'étude	CHOIX DE L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE KOUDIAT AFFREN (W. BOUIRA)	Spécialité Hydraulique
Titre du Dessin	N° 3 - Evacuateur de crue en puits -	Echelle : 1/1000
Drawée par	CHAMBAZ Hakim FASLA Abdellatif	Promotion Janvier 1988



PH009/88  
3.





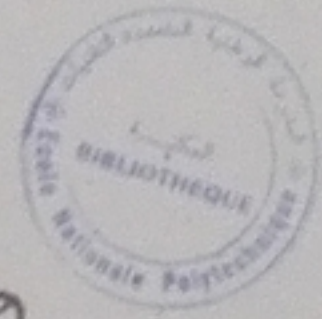
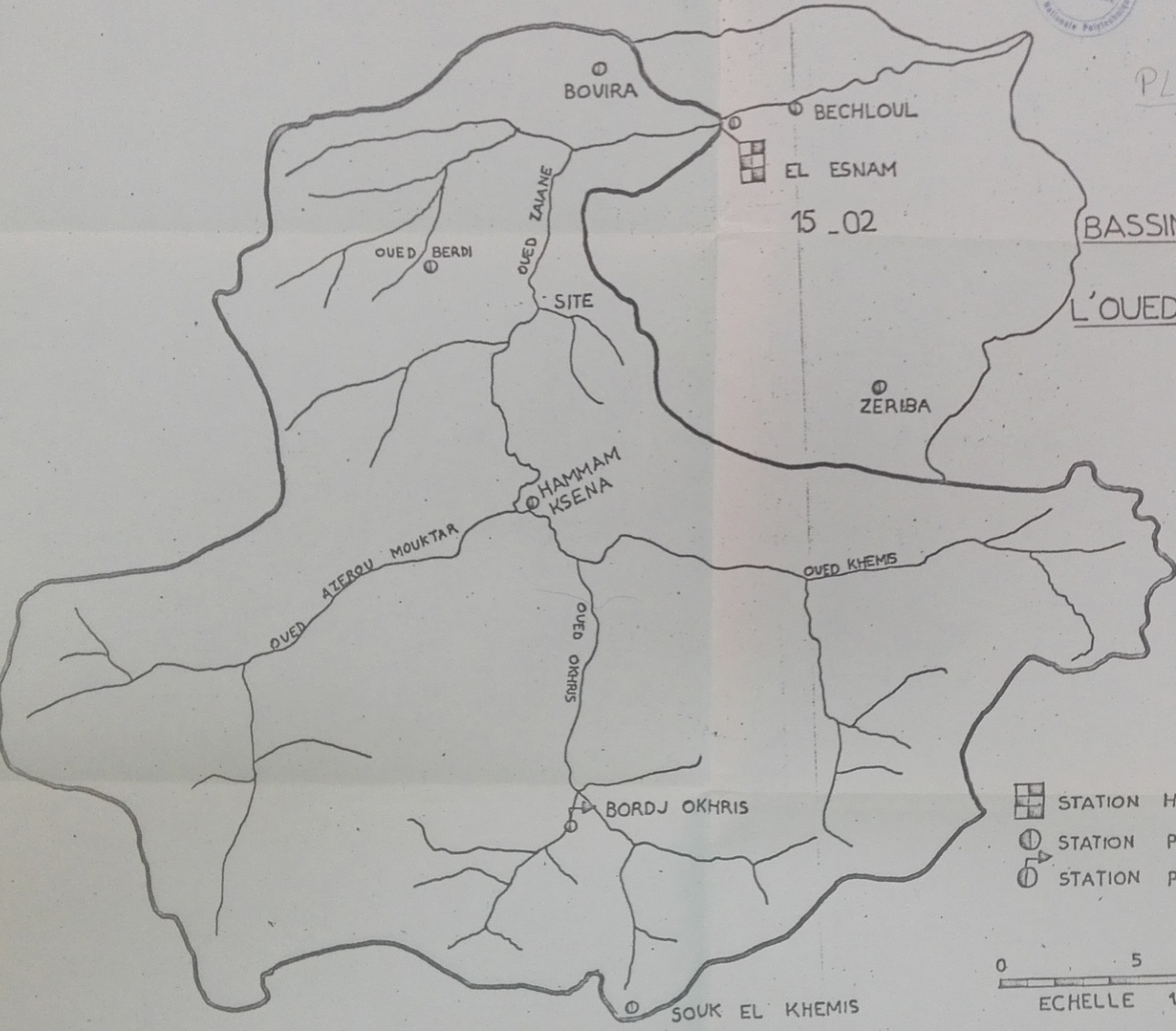

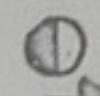
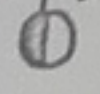
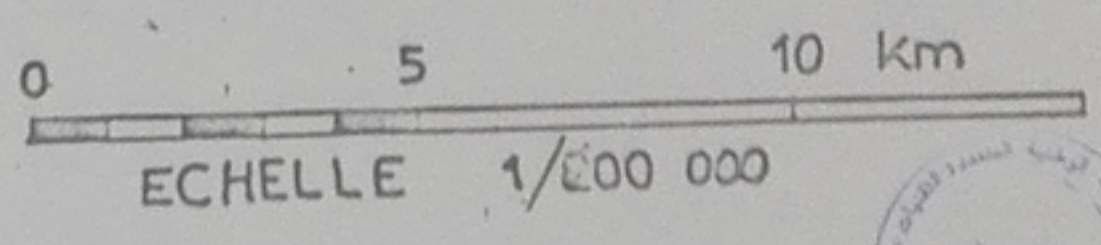


Planche N° IV

BASSIN VERSANT  
DE  
L'OUED ZAIANE



-  STATION HYDROMETRIQUE
-  STATION PLUVIOMETRIQUE
-  STATION PLUVIOGRAPHIQUE





PH009/88

annexe 1

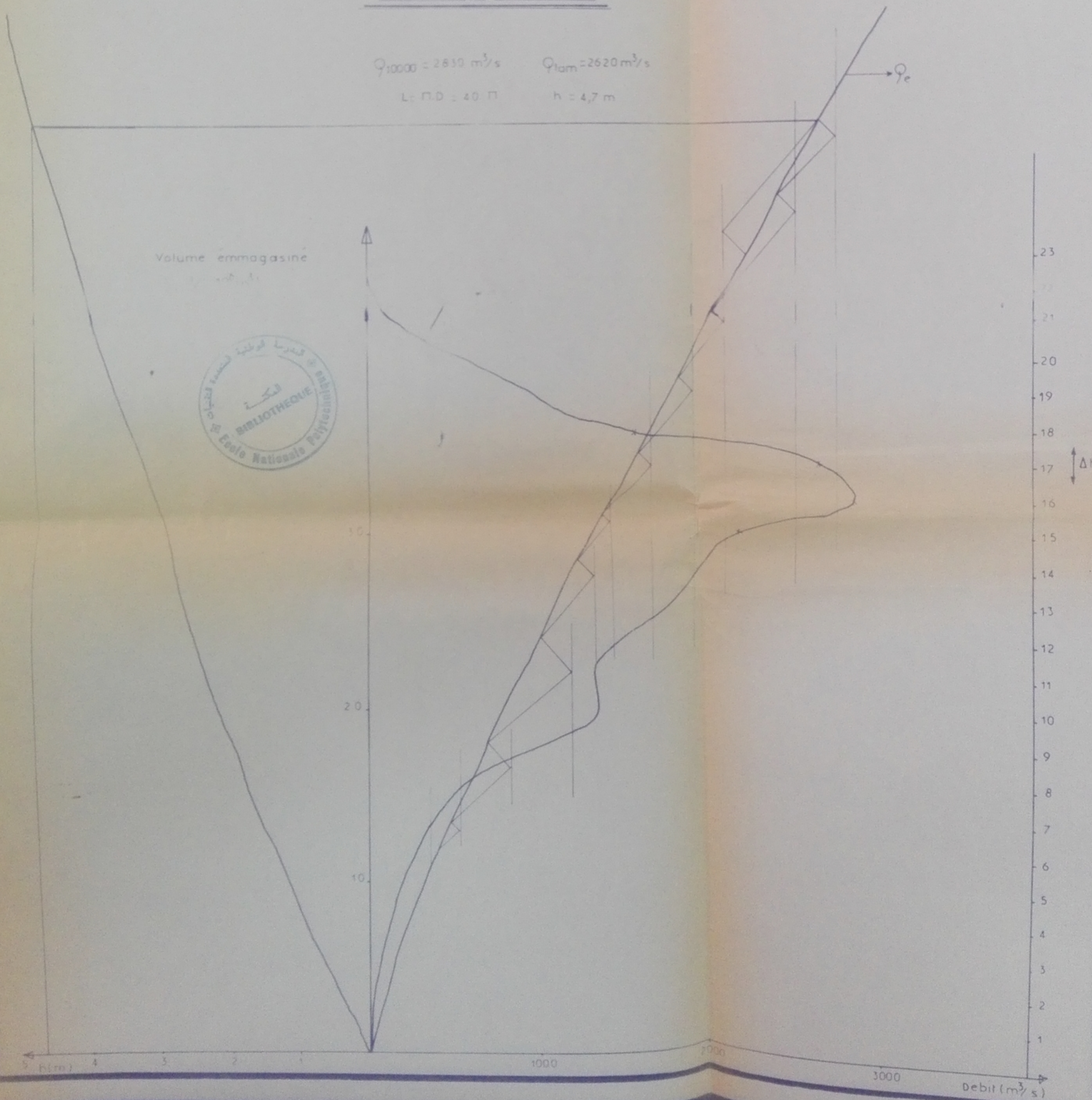


LAMINAGE DE CRUES

METHODE DE BLACKMORE

$Q_{10000} = 2630 \text{ m}^3/\text{s}$        $Q_{\text{lam}} = 2620 \text{ m}^3/\text{s}$

$L = \text{P.D} = 40 \text{ m}$        $h = 4,7 \text{ m}$



Volume emmagasiné





P4009/88

annexe 2.



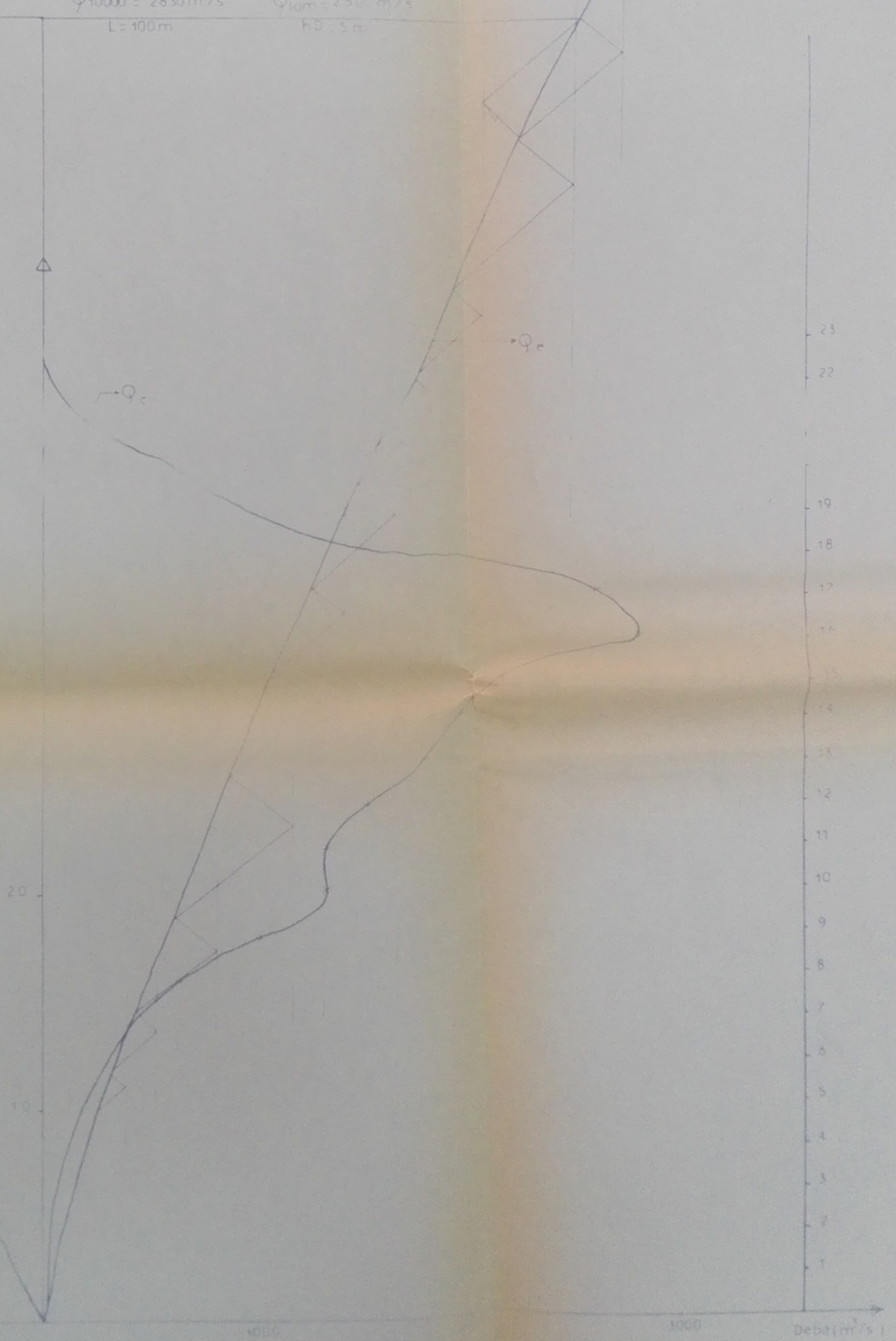
LAMINAGE DE CRUE

METHODE DE BLACK MORE

$Q_{10000} = 2830 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $L = 100 \text{ m}$

$Q_{lam} = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $hD = 5 \text{ m}$

Volume emmagasine  
 $V (10^6 \text{ m}^3)$





PH009/88  
 annexe 3.



LAMINAGE DE CRUES

METHODE DE BLACKMORE

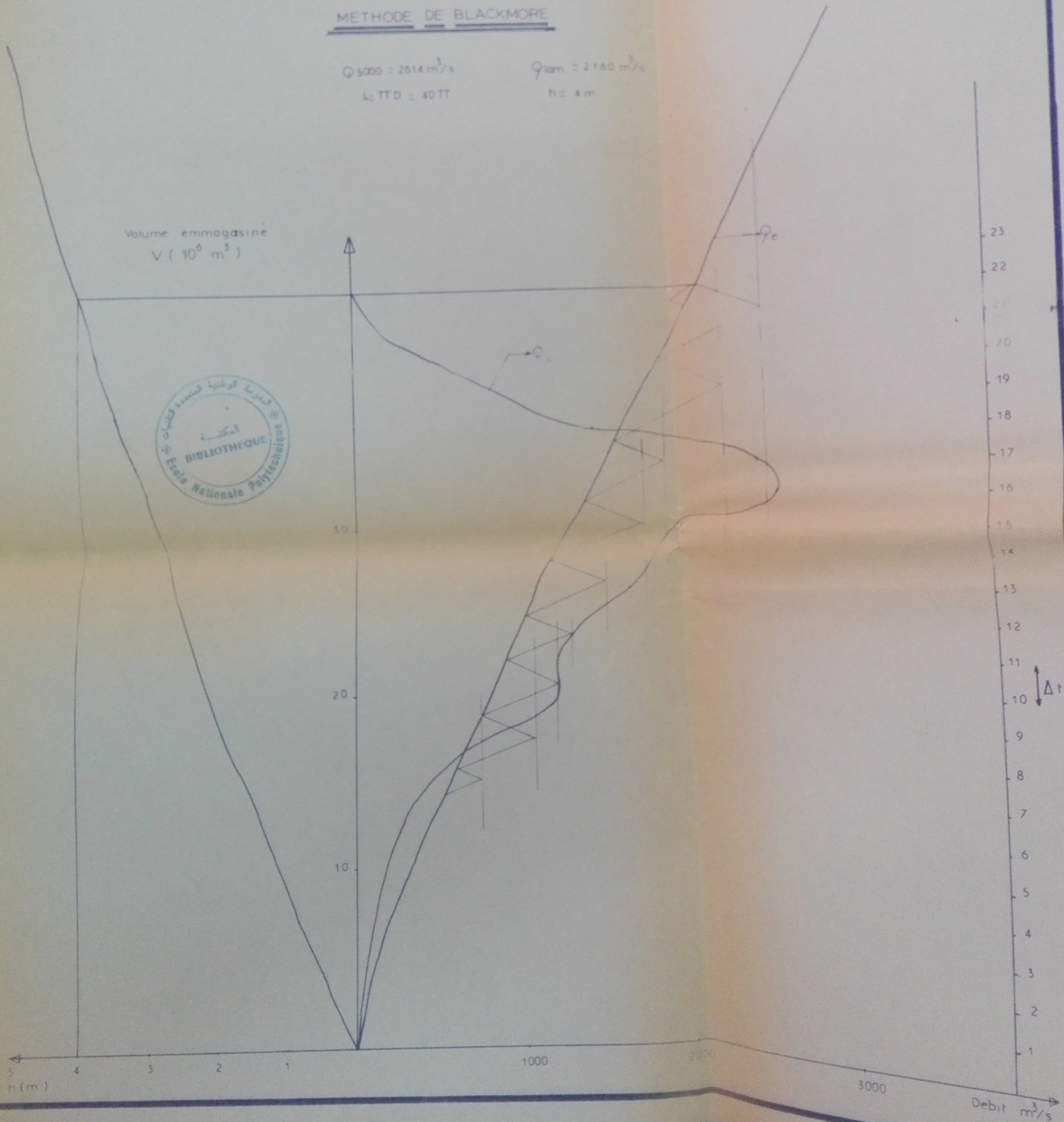
$Q_{5000} = 2614 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{lam} = 2180 \text{ m}^3/\text{s}$

$L_{TTD} = 40 \text{ TT}$

$h = 4 \text{ m}$

Volume emmagasine  
 $V (10^6 \text{ m}^3)$





P4009/88  
amex-4-



LAMINAGE DE CRUE  
METHODE DE BLACKMORE

$Q_{5000} = 2614 \text{ m}^3/\text{s}$      $Q_{lam} = 2280 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $L = 100 \text{ m}$                        $hD = 4,8 \text{ m}$

Volume emmagasine  
 $V (10^6 \text{ m}^3)$

